

**Verformungs- und Degradationsverhalten
von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton**

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

an der Fakultät Bauingenieurwesen

der

BAUHAUS-UNIVERSITÄT WEIMAR

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Enrico Schwabach

geb. am 23.12.1974 in Querfurt

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Erich Raue

Prof. Dr.-Ing. Ursula Freundt

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau (IKI) der Bauhaus-Universität Weimar. Den Anstoß für die Beschäftigung mit diesem Thema gab Herr Professor Dr.-Ing. habil. E. Raue. Ihm sei für seine Unterstützung und die fachliche Diskussion an dieser Stelle herzlich gedankt.

Ich bedanke mich hiermit auch bei den Mitarbeitern des F.A. Finger-Instituts für Baustoffkunde und der Versuchstechnischen Einrichtung (VTE) der Bauhaus-Universität Weimar sowie allen Kollegen und Studenten, die mich bei der Vorbereitung und Durchführung der experimentellen Untersuchungen sowie der Fertigstellung der Arbeit unterstützt haben.

Enrico Schwabach

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Zielstellung.....	4
2	Stand der Forschung	6
2.1	Verformungs- und Schädigungsverhalten unter monoton steigender Belastung.	6
2.2	Verformungs- und Schädigungsverhalten unter niederzyklischer Belastung	10
2.3	Schädigungsindikatoren unter niederzyklischer Beanspruchung	15
2.4	Zeitabhängiges Verformungsverhalten des Betons	19
2.4.1	Allgemeines	19
2.4.2	Verformungseigenschaften	21
2.4.3	Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Verformungsverhalten	29
2.5	Analytische Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton.....	31
2.5.1	Allgemeines	31
2.5.2	Elastizitätsmodul.....	33
2.5.3	Kriechfunktionen	37
2.5.4	Kriechtheorien.....	40
2.5.4.1	Theorie des Alterns (<i>Dischinger Ansatz</i>)	40
2.5.4.2	Theorie der elastischen Nachwirkung	41
2.5.4.3	Theorie des elastisch kriechenden Körpers.....	42
2.5.5	Endkriechzahl	45
2.5.6	Funktionsansätze zur Ermittlung der Kriechzahl.....	46
2.5.7	Nichtlineares Kriechen	49
2.5.7.1	Allgemeines	49
2.5.7.2	Verfahren nach CEB-FIP Model Code 90/Eurocode 2	50
2.5.7.3	Verfahren nach <i>Bažant/Prasannan</i> bzw. <i>Bažant/Kim</i>	52
2.6	Vorhersageverfahren zur Bestimmung zeitvarianter Betondehnungen.....	53
2.6.1	Allgemeines	53
2.6.2	Superpositionsprinzip nach <i>Boltzmann</i>	53
2.6.3	Dehnungsberechnung bei zeitvarianter Spannungsgeschichte	56
3	Experimentelle Untersuchungen an Normalbeton und selbstverdichtendem Beton unter niederzyklischer quasi-statischer Beanspruchung.....	59
3.1	Zielstellung der Versuche.....	59
3.1.1	Grundlagen der Versuchsauswertung	59
3.1.1.1	Verformungsanteile	59
3.1.1.2	Bezogene Kriechverformung.....	62
3.1.1.3	Elastizitätsmodul und Belastungsintensität.....	63
3.1.1.4	Querdehnzahl und Dilatation.....	64
3.1.2	Energiebetrachtungen.....	64
3.1.2.1	Energieanteile	64
3.1.2.2	Berechnung der Energieanteile.....	65
3.2	Versuche an Normalbeton	69
3.2.1	Versuchskonzeption.....	69
3.2.2	Versuchsprogramm.....	71
3.2.3	Versuchsaufbau, Belastungs- und Messtechnik.....	74

3.2.4	Versuchsergebnisse	76
3.2.4.1	Spannungs-Dehnungslinien	76
3.2.4.2	Steifigkeitsentwicklung	76
3.2.4.3	Verformungsanalyse	81
3.2.4.4	Energiebetrachtungen	87
3.3	Versuche an selbstverdichtendem Beton.....	95
3.3.1	Versuchskonzeption.....	95
3.3.2	Versuchsprogramm.....	96
3.3.3	Versuchsaufbau, Belastungs- und Messtechnik.....	98
3.3.4	Versuchsergebnisse	99
3.3.4.1	Visuelle Beobachtungen	99
3.3.4.2	Spannungs-Dehnungslinien	100
3.3.4.3	Beanspruchungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls des Betons	102
3.3.4.4	Verformungsanalyse	108
3.3.4.5	Energiebetrachtungen.....	116
4	Modellierung des Verformungsverhaltens unter niederzyklischer quasi-statischer Beanspruchung.....	123
4.1	Berechnungsmodell.....	123
4.1.1	Grundlagen	123
4.1.2	Lineare Kriechfunktion	125
4.1.3	Nichtlineare Kriechfunktion	127
4.1.4	Schlussfolgerungen	129
4.2	Verifikation des Berechnungsmodells.....	132
4.2.1	Numerische Untersuchungen der Versuche mit Normalbeton	132
4.2.2	Numerische Untersuchungen der Versuche an selbstverdichtendem Beton	140
5	Zusammenfassung.....	148
6	Symbole und Formelzeichen.....	153
7	Literaturverzeichnis	155
8	Anhang.....	160

1 Einleitung und Zielstellung

Beton als wesentliche Komponente des Verbundbaustoffes Stahlbeton und damit überwiegender Bestandteil von Stahlbetonkonstruktionen unterliegt im Laufe von deren Lebenszeit vielfältigen Strukturveränderungen. Diese Strukturveränderungen sind durch Beanspruchungen vor allem aus mechanischen, thermischen und hygrischen Einwirkungen bedingt. Hinzu kommen Strukturveränderungen, die ihre Ursache in Einflüssen aus der Umgebung insbesondere chemischer und biologischer Art haben können. Sowohl bei der Prognose struktureller Veränderungen für neu zu errichtende Bauwerke als auch bei der Analyse bestehender Betonbauwerke ist es im Hinblick auf eingetretene Strukturveränderungen bzw. Vorschädigungen von Interesse, die Zusammenhänge zwischen Beanspruchung und Strukturveränderung zu erfassen und zu bewerten.

Werden Strukturveränderungen des Betons auf der Grundlage von Versuchen unter monotoner Kurzzeitbelastung untersucht, spielen Strukturveränderungen und Strukturzerstörungen im Regelfall nur für den Bruchzustand eine Rolle. Zwischenzustände mit mehr oder weniger deutlich unter den Bruchzuständen liegenden Beanspruchungsniveaus werden nicht explizit untersucht. Eine Ausnahme bilden Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Beton, bei denen aber im Regelfall hohe Lastspielzahlen im Vordergrund stehen.

Zahlreiche Modelle zur Beschreibung des beanspruchungsabhängigen Kurzzeit-Verformungs- bzw. Degradationsverhaltens von Beton geben nur das Verhalten unter monoton ansteigender Beanspruchung wieder. Werden Ent- und Wiederbelastungspfade beschrieben, ist dies häufig auf den Bereich des so genannten „abfallenden Astes“ bei verformungsgesteuerter Belastung beschränkt. Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Untersuchung des Verformungs- und Degradationsverhaltens von Beton unter uniaxialer kurzzeitiger niederzyklischer (low cycle) Beanspruchung. Dabei soll das Verhalten in Bereichen geringer Beanspruchungsintensitäten bis hin zu bruchnahen Zuständen untersucht werden.

Beton weist in Abhängigkeit von der Dauer und Intensität der Belastung ein nichtlineares Verformungsverhalten auf. Kurzzeitversuche zeigen, dass das Kurzzeit-Kriechen signifikanten Einfluss auf die Verformungen des Betons unter Druckbeanspruchung hat. Zur hinreichenden Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton unter mehrfach wiederholter Belastung ist eine Formulierung notwendig, die sowohl das last- als auch das zeitabhängige Materialverhalten erfasst. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich, gestützt auf eigene experimentelle Untersuchungen an Normalbeton und hochfestem selbstverdichtendem Beton (SVB), mit der Analyse der last- und zeitvarianten Verformungen.

Druckversuche mit Be- und Entlastungsphasen, wie sie in der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden, bieten die Möglichkeit, sowohl das Last-Verformungs- als auch das Verformungs-Zeitverhalten von Beton bei kurzzeitiger niederzyklischer quasi-statischer uniaxialer Druckbeanspruchung zu untersuchen. Die Analyse der Verformungen in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte liefert dabei Informationen über die Strukturveränderungen sowie die Schadensakkumulation des Betons bei zyklischer Beanspruchung. Betrachtungen zur dissipierten Energie ermöglichen eine quantitative Erfassung der auftretenden Schädigungen des Betons durch Aufstellung von Energiebilanzen und Schädigungsindikatoren.

Durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen wird analysiert, ob sich die Modellvorstellungen zum Langzeitverhalten von Beton in Bezug auf das Kriechen so modifizieren lassen, dass sie auch zur Beschreibung des nichtlinearen Betonverhaltens unter niederzyklischer Kurzzeitbelastung verwendet werden können. Dazu wird sowohl für Normalbeton als auch für SVB eine eigene Versuchsreihe von 9 bzw. 13 Proben gleicher Zusammensetzung herangezogen. Neben der Analyse des Kurzzeit-Kriechverhaltens wird die Entwicklung der Steifigkeit sowie die Energiedissipation untersucht. Diese Experimente ermöglichen eine Auswertung für Belastungsalter von 7 bis 309 Tagen, Belastungsdauer von wenigen Sekunden bis zu 24 Stunden sowie für Zylinderdruckfestigkeiten von 52 bis 73 N/mm².

Eine werkstoffphysikalische Beschreibung des Materialverhaltens wird nicht vorgenommen. Die bei Belastung des Betons vorwiegend im Mörtelgerüst und in der Kristallstruktur festzustellenden Strukturveränderungen werden makroskopisch-phänomenologisch durch Steifigkeitsveränderungen (Degradation) beschrieben.

In der vorliegenden Arbeit wird nur das Verformungs- und Schädigungsverhalten von Beton untersucht, welches aus mechanischen Einwirkungen, d.h. als Aktionen einwirkenden Lasten resultiert. Die Analyse anderer Auswirkungen, bedingt durch Temperaturänderungen und Schwinden sowie durch chemische oder mikrobiologische Angriffe, ist nicht Gegenstand der Untersuchungen.

2 Stand der Forschung

2.1 Verformungs- und Schädigungsverhalten unter monoton steigender Belastung

Bei der Modellbildung des Verbundbaustoffes Stahlbeton wird der Beton im Allgemeinen als homogen betrachtet und das Verhalten durch den Zusammenhang zwischen Spannungen σ und Dehnung ε beschrieben. Bei einachsiger monoton steigender Druckbeanspruchung ist das Verformungsverhalten bei geringer Beanspruchung durch einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen Spannung und zugehöriger Stauchung gekennzeichnet. Ein nichtlineares Verhalten zeigt sich ab einer Spannung von etwa 40 % der Druckfestigkeit. Die Stauchung in Druckrichtung und die Querdehnung bedingen eine Volumenänderung ΔV des Probekörpers. Das Volumen des Betons nimmt bis zu einer Beanspruchung von etwa 70 bis 80 % der Kurzzeitfestigkeit nahezu linear mit der Längsstauchung ab und anschließend in starkem Maße wieder zu. Das Verhältnis von Querdehnung zu Längsdehnung bleibt innerhalb der Linearitätsgrenze näherungsweise konstant. Es tritt eine Verdichtung der Betonprobe ein. Die wieder einsetzende Volumenzunahme resultiert aus der im Vergleich zur Längsstauchung stärkeren Zunahme der Querdehnung oberhalb des linearen Bereiches. Dem Verdichtungsprozess des Betons in Längsrichtung wirkt zunehmend eine Auflockerung des Gefüges infolge Mikrozerstörung und Mikrorissbildung entgegen [Ham]. Grundsätzlich können bei den mit steigender Druckbeanspruchung auftretenden Strukturveränderungen mehrere Phasen (Bereiche der Arbeitslinie) unterschieden werden [Glu, Sie] (Abbildung 2.1):

- Phase 1: Verdichten (keine Rissbildung durch äußere Lasten)
- Phase 2: Erste Verbundrissbildung zwischen Zuschlag und Matrix
- Phase 3: Entstehen von Gefügerissen (Mikrorisse in der Matrix und evtl. im Zuschlag)
- Phase 4: Vereinigen von Mikrorissen zu Makrorissen und Entstehen von Bruchflächen

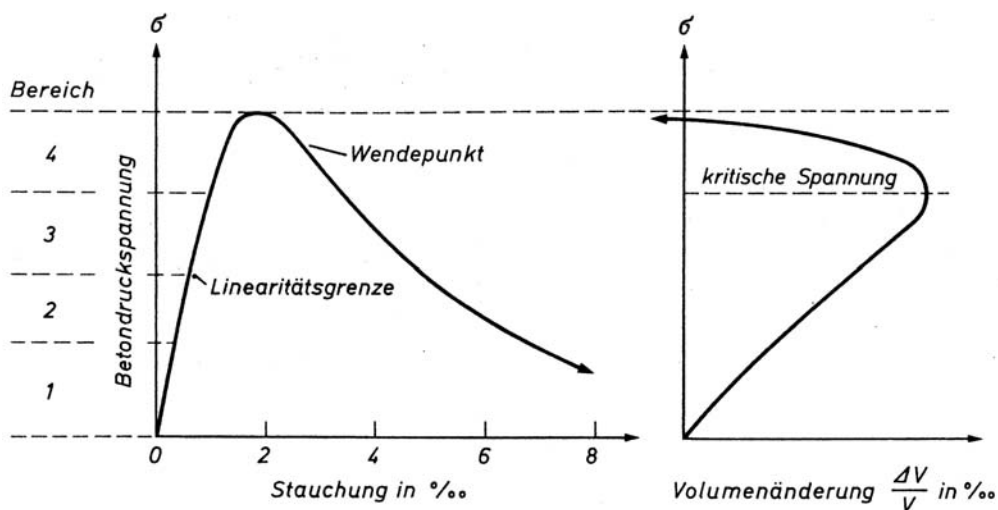


Abb. 2.1: Bereiche der Arbeitslinie (schematisch) nach [Sie]

Die qualitativen Unterschiede dieser Phasen lassen sich erklären, wenn der Baustoff Beton aufgrund seiner Zusammensetzung, der Herstellung und seiner Strukturbildungsprozesse als inhomogenes Material betrachtet wird. Um das makroskopische Verhalten des Betons, charakterisiert durch Rissbildung, Rissausbreitung und Bruch nachvollziehen zu können, ist

es hilfreich, neben der Makroebene (macro level) noch weitere submakroskopische Ebenen zu unterscheiden. Zweckmäßig ist eine Unterteilung in drei Ebenen (scale levels) [Wi5] (Abbildung 2.2):

- Makroebene (macro level)
- Mesoebene (meso level)
- Mikroebene (micro level)

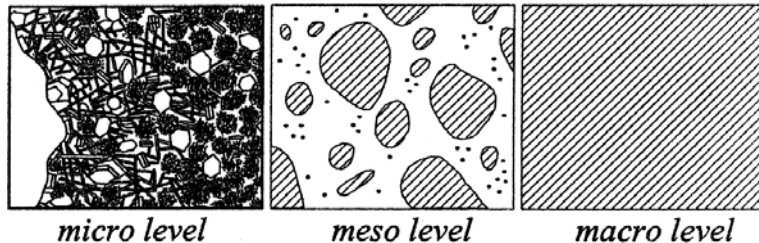


Abb. 2.2: Maßstabebenen (scale levels) für Beton nach [Wi5]

Während in der *Makroebene* der Beton als homogener Werkstoff (Kontinuum) verstanden wird, wird in der *Mesoebene* von einem Zweistoffsystem ausgegangen, bei dem die groben Zuschlagkörner (≥ 2 bis 4 mm) in einer „homogenen“ Matrix eingebettet sind. Die Matrix besteht aus dem Zementstein mit Poren, Rissen und den darin eingebetteten feinen Anteilen des Zuschlags. Die meisten der makroskopisch beobachteten mechanischen Eigenschaften des Betons lassen sich innerhalb dieser Ebene erklären. In der *Mikroebene* werden die Mikrostruktur (kristalline Effekte) und die mechanischen Eigenschaften des Zementsteins und der Grenzflächen zwischen den Zuschlagkörnern und dem Zementstein betrachtet.

Die mit einer Druckbeanspruchung einhergehenden Strukturveränderungen im Beton werden mit dem Zerquetschen (Verdichten) einzelner Partikel in der Mörtelmatrix und mit dem Entstehen, Wachsen und Vereinigen von Mikrorissen zwischen Zuschlag und Matrix sowie im Zementstein selbst beschrieben [Ru1, Wi2, Ham]. Das Riss- und Verformungsverhalten des Betons und damit seine Strukturveränderung wird maßgeblich von den mechanischen Eigenschaften der Komponenten Zuschlag und Matrix sowie durch das Verbundverhalten in der Kontaktzone beeinflusst. *Berg* [Be1,2] beschäftigte sich intensiv mit der Entstehung und Ausbreitung von Mikrorissen im Gefüge des Betons unmittelbar nach Lasteintragung und unter Dauerlast und stellt deren Bedeutung sowohl für die Verformung als auch für die Festigkeit heraus.

Bereits vor Aufbringung einer äußeren Last sind in der Matrix und in den Kontaktzonen zu den Zuschlagkörnern zahlreiche Poren- und Mikrorisse vorhanden, die durch mangelnde Verdichtung, Entmischen, Temperaturspannungen, Schwinden des Zementsteins, Wasserverlust usw. entstanden sind [Sie, Koe]. Beim Aufbringen einer äußeren Last wird in *Phase 1* durch die dabei zunächst entstehende Volumenverminderung ein Teil dieser Poren geschlossen. Beim *Normalbeton*, bei dem die Zuschläge im Allgemeinen eine wesentlich höhere Steifigkeit als die umgebende Matrix aufweisen, wird in *Phase 2* die Last hauptsächlich von Zuschlag zu Zuschlag weitergeleitet [Wi2]. Dabei treten erhebliche Spannungsspitzen auf, die vornehmlich in den Kontaktzonen der Matrix mit den Zuschlagkörnern zur Bildung von Mikrorissen führen. Zusätzlich werden bereits vorhandene Mikrorisse aufgeweitert. Die geringere Steifigkeit des Zementsteins und die Schwäche der Kontaktzone beein-

flussen maßgeblich das Verhalten des normalfesten Betons. Mikrorisse entstehen bereits bei Beanspruchungsniveaus weit unterhalb der Druckfestigkeit. Entsprechend weicht der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie von der Linearität ab [Koe]. Bei weiterer Belastung wachsen in *Phase 3* die zunächst in der Kontaktzone entstandenen Haftrisse in die Matrix hinein (Abbildung 2.3). Vereinzelt können die Risse auch durch die groben Zuschläge gehen. Unterhalb der Dauerstandfestigkeit ist der unmittelbare Verformungszuwachs infolge der Mikrorissbildung bei Belastung im Wesentlichen auf interkristalline Veränderungen im Zementstein bzw. Gleitungen zwischen Matrix und Zuschlag zurück zu führen. Es kann zwischen einer stabilen (*Phase 1 bis 3*) und einer instabilen Phase der Rissbildung (*Phase 4*) unterschieden werden. In der stabilen Phase führt die Mikrorissbildung bei zunehmender Druckspannung zu Gefügauflockerungen bzw. Mikrozerstörungen. In der instabilen Phase erweitern sich die Risse und das Betongefüge wird zerstört [Sc2, Be1-2]. Die Spannung beim Übergang von stabiler zu instabiler Rissbildung wird allgemein als kritische Spannung bezeichnet. Wird die kritischen Spannung erreicht, nimmt das Volumen der Probe nicht mehr weiter ab. Kurz vor Erreichen der maximalen Spannung ist in *Phase 4* eine verstärkte Verformungszunahme festzustellen. Die Probe versagt durch fortschreitende Bildung von Mikrorissen und deren Vereinigung zu versagensmaßgebenden Makrorissen. Je nach Beanspruchungsniveau kann der Bruch unmittelbar oder auch zeitlich verzögert eintreten. Insbesondere *Schickert* [Sc2] führte Versuche durch, um die Spannungen bei den Übergängen zwischen den einzelnen Bereichen (Schwellenwerte) zahlenmäßig festzulegen. *Spooner et al.* [Sp1-4] fanden bei ihren Versuchen keinen Beweis für besondere Übergänge zwischen den oben genannten Bereichen. Sie be- und entlasteten Probekörper aus Beton und Mörtel mit steigender Stauchung. Durch Schallemissionsanalyse und Bestimmung der Energiedissipation (siehe Abschnitt 2.2) stellten sie fest, dass die Schädigung des Betons durch Bildung von Mikrorissen schon bei sehr geringer Druckbeanspruchung beginnt und mit Steigerung der Beanspruchung kontinuierlich zunimmt. Weiterhin folgern sie, dass eine bedeutende Schädigung des Betons auf einem bestimmten Dehnungsniveau nur während der ersten Belastung auftritt. Alle nachfolgenden Belastungen auf gleichem Niveau bewirken nur eine geringfügige Erhöhung der Strukturschädigung.

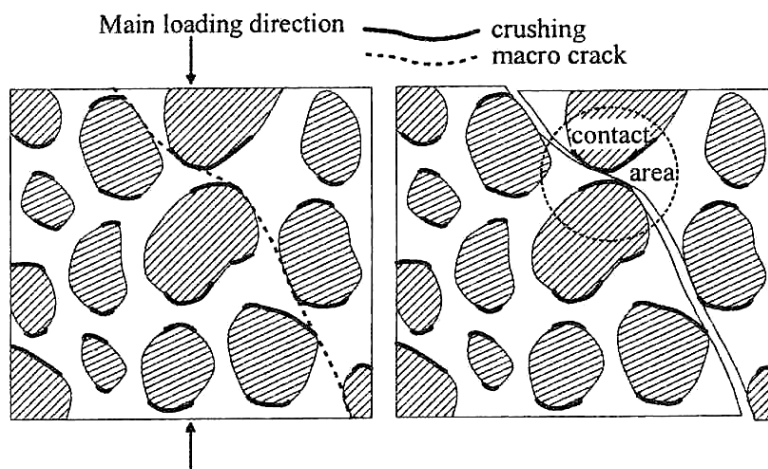


Abb. 2.3: Kontaktzone eines Risses und verdichtete Bereiche in Verbundzonen [Bo2]

Die Spannungs-Dehnungslinie von *hochfestem Beton* weist im Vergleich zum normalfesten Beton einige Unterschiede auf. Der linear-elastische Verlauf ist im Gegensatz zum Normalbeton bis zu einem höheren Lastniveau (etwa 70 bis 90 % der Bruchspannung) gegeben. Beispielsweise bei einem Beton C 70/85 liegt die Linearitätsgrenze im Bereich oberhalb von 80 % der Druckfestigkeit, während sie bei einem Beton C 30/45 bereits bei einem Spannungsniveau von ca. 40 % der Druckfestigkeit erreicht ist. Das Verhältnis zwischen Querdehnung und Längsstauchung ist bis zu einer Spannung von ca. 70 % der Druckfestigkeit konstant. Ab einer Zylinderdruckfestigkeit von ca. 100 N/mm² kann näherungsweise von einem linearen Spannungs-Dehnungsverhalten ausgegangen werden [Koe]. Bei hochfestem Beton lässt sich die Frage nach der Ausgangsstelle der Mikrorisse im Unterschied zu normalfestem Beton, wo die ersten Mikrorisse immer in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Matrix entstehen, nicht genau klären. Die Ursache liegt in der geringen Differenz der Steifigkeiten der Matrix und der Zuschläge sowie im guten Verbund von Zementstein und Zuschlägen begründet [Koe]. Die Reduzierung des Wasser-Zement-Wertes (Gewichtsverhältnis von Wasser zu Zement im Frischbeton) sowie die Zugabe von Fließmitteln, Silikastaub und Flugasche erhöhen die Packungsdichte der Matrix und verbessern die Qualität der Kontaktzone zwischen Grobzuschlag und Zementstein. Neben dieser Füllerwirkung entstehen im Porenwasser zwischen den Zementpartikeln zusätzliche als Zementgel bezeichnete Hydratationsprodukte. Das Porenvolumen und die Porendurchmesser nehmen damit ab. Liegt der Wasser-Zement-Wert (w/z) über etwa 0,4, verbleiben wassergefüllte Poren im Zementstein. Diese bilden nach der Austrocknung ein System von Kapillarporen [Ga1]. Durch den guten Verbund von Zementstein-Matrix und Zuschlag sowie der hohen Festigkeit der Matrix selbst verläuft die Bruchfläche im Versagensfall daher bei hochfestem Beton ($w/z \leq 0,4$) durch Matrix und Zuschlag hindurch. Bei normalfesten Betonen verläuft der Bruch im Allgemeinen um die im Vergleich zur Matrix festeren Zuschläge herum (Abbildung 2.4).

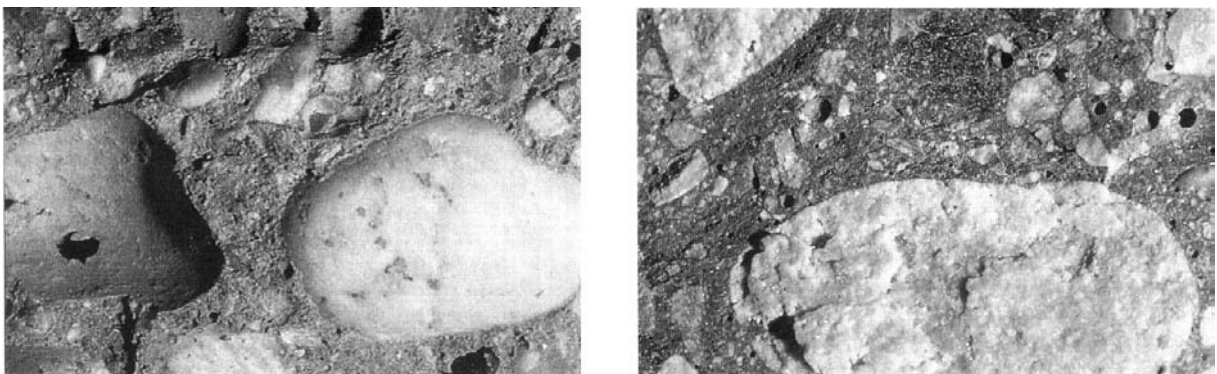


Abb. 2.4: Bruchflächen eines normalfesten Betons (links) und eines hochfesten Betons [Ric]

Zur Erfassung von Strukturschädigungen im Beton in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte wurden in [Kle] und [Ra1] Versuche mit Ultraschall-Transmission an unter Druckspannung stehenden Proben aus Normal- und hochfestem Beton durchgeführt. Dabei ergibt sich eine belastungs- und frequenzabhängige Amplitudenschwächung (Schalldämpfung), welche sich bereits in sehr niedrigen Belastungslevels bemerkbar macht. Das bestätigt, dass schon bei geringer Beanspruchung mesoskopische Veränderungen in der Betonstruktur, d.h. in der Verbundzone zwischen Zementmatrix und Zuschlag stattfinden.

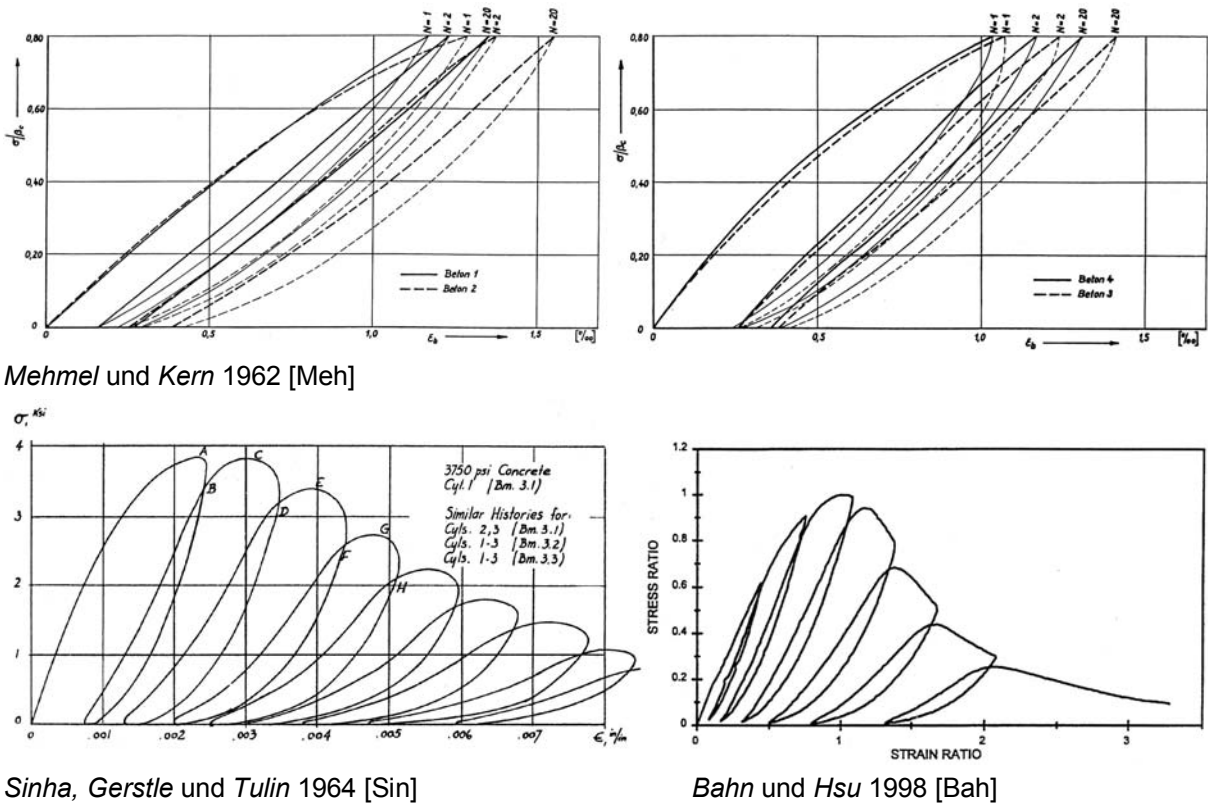
2.2 Verformungs- und Schädigungsverhalten unter niederzyklischer Belastung

Wird Beton als Zweistoffsystem betrachtet, so entspricht sein mechanisches Verhalten bei den ersten Belastungen im Wesentlichen dem des Zementsteins. Bei Normalbeton weist der Belastungspfad im unteren Bereich der Arbeitslinie eine konvexe Form auf [Meh], was eine Erhöhung der Dehnungszunahme mit stetig steigender Beanspruchung bedeutet. In [Sha] wird ein linearer Zusammenhang vorausgesetzt. *Glücklich* [Glu] und *Lusche* [Lus] gehen von einer Verringerung der Dehnungszunahme mit steigender Beanspruchung bzw. einem konkaven Verlauf der Arbeitslinie im unteren Bereich aus, die durch anfängliches Schließen der im unbelasteten Beton vorhandenen Poren und Schwindrisse verursacht wird.

Bei weiterer Steigerung der Belastung bewirkt die zunehmende Stauchung des Betons eine Verdichtung der Zementstein-Matrix. Die Anteile des Zementsteins die in Beanspruchungsrichtung zwischen den Zuschlägen liegen, werden dabei soweit verdichtet, dass weitere Verformungen nur noch bei längerer Belastungsdauer (Standzeit) zu beobachten sind. Beim Belastungsvorgang zeigt der Beton näherungsweise das Verhalten eines linear elastischen Körpers. Der Belastungspfad wird zur Geraden, d.h. der Beton versteift sich mit stetig steigender Beanspruchung.

Die Spannungsumlagerung von Zementstein zu Zuschlag strebt mit fortschreitender Beanspruchung einen Gleichgewichtszustand an. Die Verdichtung bzw. der Zermürbungsprozess der Zementstein-Matrix in Beanspruchungsrichtung erhöht sich mit jedem Belastungszyklus. Dabei kann davon ausgegangen werden, dass die Adhäsion zwischen dem Zementstein und den Zuschlägen stellenweise überschritten ist und sich Mikrorisse gebildet haben. Die bleibenden Stauchungen erzeugen bei Entlastung einen Eigenspannungszustand. Bei wiederholter Belastung überlagern sich diese Spannungen den Spannungen aus äußerer Belastung. Mit zunehmender Last erfolgt durch progressives Schließen der Risse eine Zunahme der Dehnsteifigkeit. Das bedeutet eine Verringerung der Dehnungszunahme mit steigender Beanspruchung bzw. einen konkaven Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie [Meh].

Linearität zwischen Spannung und Dehnung bei Belastung kann schon nach wenigen Lastzyklen bzw. kurzer Lasthaltezeit erreicht werden. Die wesentlichsten Faktoren sind die Betonzusammensetzung und das Belastungsniveau. Bei Beton mit dünner Zementsteinschicht zwischen den Zuschlägen stellt sich linear elastisches Verhalten bei gleicher Lastspielzahl früher ein als bei Beton mit hohem Zementsteingehalt [Meh]. Ebenso stellt sich bei zyklischer Beanspruchung auf hohem Beanspruchungsniveau die Linearität bereits bei einer geringeren Anzahl von Lastzyklen ein als auf einem tiefer gelegenen Lastniveau. Der Entlastungspfad ändert seine Krümmung nicht. Er weist von Anfang an eine konvexe Krümmung auf (vgl. Abbildung 2.5).



Mehmel und Kern 1962 [Meh]

Sinha, Gerstle und Tulin 1964 [Sin]

Bahn und Hsu 1998 [Bah]

Abb. 2.5: Zyklische Druckversuche aus der Fachliteratur

Bei Versuchen an Normalbeton unter mehrfach wiederholter Belastung wurde in [Meh] u.a. festgestellt, dass Be- und Entlastungspfad der Erstbelastungskurve eine nicht geschlossene *Hysteresisschleife* bilden (Abbildung 2.5). Insbesondere die *Hysteresisfläche* der Erstbelastung unterscheidet sich in Form und Größe deutlich von denen der Nachfolgezyklen. Sie schließt mit der Dehnungsachse den größten Flächeninhalt ein. Nach wenigen Zyklen schließt sich die Hysteresisschleife so weit, dass eine deutliche Zunahme der bleibenden Stauchungen nur durch eine Akkumulation über mehrere Lastwechsel zu erreichen ist. Aus Abbildung 2.5 [Meh] geht weiter hervor, dass sich die wesentlichen Strukturveränderungen bereits während der ersten Lastwechsel vollziehen. Die Mikrorisse können sich bei Entlastung nur teilweise wieder schließen. Aus dieser Tatsache erklärt sich die bei mehrfachen Entlastungs- und Wiederbelastungsvorgängen nachgewiesene Abnahme der ursprünglich vorhandenen Steifigkeit, da sukzessive eine geringere Fläche zur Lastübertragung zur Verfügung steht [Sin, Kar, Mah, Bah] (Abbildung 2.5).

In [Wi2] wurde ein Betonzylinder bis zu etwa 90 % seiner Kurzzeit-Druckfestigkeit einmal mit zunehmender Stauchung belastet und sofort mit gleicher Dehnungsgeschwindigkeit entlastet (Abbildung 2.6, links). Die Fläche unter der Belastungskurve (bis zur Stauchung ϵ_1) entspricht der eingetragenen Gesamtenergie. Die Fläche unter der Entlastungskurve entspricht der elastisch gespeicherten Energie. Die Hysteresisfläche zwischen Entlastungskurve und Wiederbelastungskurve entspricht dem Energiegehalt, der durch viskose Dämpfung im Beton bzw. Kriechen dissipiert wird [Sp3, Tei]. Dieses hysteretische Verhalten verdeutlicht, dass der überwiegende Teil der zugeführten Energie bis zum Erreichen der Kurzzeitfestigkeit elastisch gespeichert wird. Bei einer dehnungsgesteuerten Belastung über den ansteigenden Pfad der Arbeitslinie hinaus nimmt der Anteil der elastisch gespeicherten

Energie ab (Abbildung 2.6, rechts). Die gesamte Energie entspricht der Fläche unter der Erstbelastungskurve bis zur Dehnung ε_2 . Die mit der Dehnungsachse eingeschlossene Fläche unter der Entlastungskurve entspricht der elastischen Energie. Daraus geht hervor, dass bei verformungsgesteuerter Belastung erst nach dem Erreichen der Höchstlast der größere Anteil der Energie durch Ausbilden von Mikrorissen und Verdichten der Mörtelmatrix dissipiert wird. Bei der Wiederbelastung ist in Abbildung 2.6 rechts ebenfalls ein deutlicher Abfall der Steifigkeit zu erkennen. In [Sp4] wird darüber hinaus angegeben, dass die durch innere Dämpfung dissipierte Energie gleich bleibt, wenn der Probekörper wiederholt bis zu einer bestimmten Spannung belastet wird.

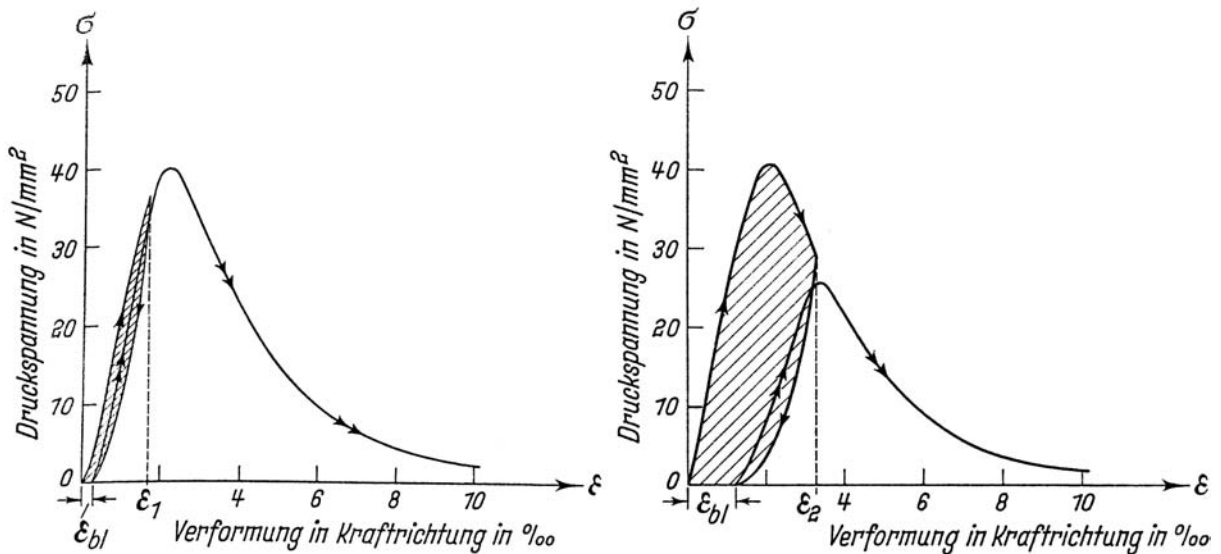


Abb. 2.6: Arbeitslinien eines druckbeanspruchten Normalbetons [Wi2]

Siebel [Sie] führt Versuche zum Verformungsverhalten, zur Energieaufnahme und zum Bruchverhalten von Normal- und Leichtbeton im Kurzzeit-Druckversuch durch. Untersucht wurden Betone in vier Festigkeitsbereichen. Zur Ermittlung des E-Moduls werden je vier Zylinder ($h/d = 30/15$ cm) mit gleichmäßiger Belastungsgeschwindigkeit zunächst 11-mal bis zu $1/3$ der Höchstlast, anschließend 5-mal bis ca. $2/3$ der Höchstlast be- und entlastet und nach der 5. Entlastung bis zum Bruch belastet. Es wird die elastisch gespeicherte und die dissipierte Energie für die Bereiche bis zu $1/3$ und $2/3$ der Höchstlast bestimmt. Die elastische Energie nimmt mit der Belastung zu und ist bei $2/3$ etwa viermal so groß wie bei $1/3$ der Höchstlast. Die durch Mikro- bzw. Gefügezerstörung aufgezehrte Energie nimmt mit zunehmender Belastung überproportional zu. Mit zunehmender Beanspruchung nimmt auch die durch viskose Dämpfung verbrauchte Energie zu. Der Anteil der dissipierten Energie an der Gesamtenergie bei $2/3$ der Höchstlast ist bei Normalbeton größer als bei Leichtbeton und nimmt mit zunehmender Festigkeit ab, was auf eine zunehmende Versprödung des Betons schließen lässt.

In [Sin] und [Kar] wird ebenfalls das Verhalten von unbewehrtem Normalbeton unter Wechselbeanspruchung beschrieben. Es werden experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungslinien für Betonproben angegeben und dafür mathematische Formulierungen (ohne Berücksichtigung der Zeitabhängigkeit) abgeleitet. Es wurde u.a. festgestellt, dass in Abhängigkeit von der Festigkeit des Betons die umhüllende Spannungs-Dehnungslinie unter

verschiedenartiger zyklischer Belastung im Wesentlichen mit der Arbeitslinie unter monotoner Belastung übereinstimmt. Darüber hinaus werden in [Kar] für niederzyklische (low cycle) Beanspruchungen Angaben zur Anzahl der Zyklen bis zum Bruch gemacht. Für gegebene zyklische Belastungen zwischen bezogenen maximalen (F_{\max}) und minimalen Beanspruchungsniveaus (F_{\min}) wird die in Abbildung 2.7 gezeigte aus Nachrechnungen von Versuchsergebnissen abgeleitete Beziehung angegeben. Danach ist beispielsweise die Anzahl der Zyklen bis zum Bruch mit $F_{\max} = 0,8$ und $F_{\min} = 0,0$ ungefähr 8. Die experimentell ermittelte Ermüdungsgrenze liegt, unabhängig vom minimalen Spannungsniveau der Zyklen, bei einem Beanspruchungsniveau von etwa 0,63. Diese Angaben basieren auf Versuchen an prismatischen Proben ($h/a/b \cong 35/13/8$ cm) mit aufgeweiteten Enden. Die untersuchten Druckfestigkeiten variieren von etwa 21 bis 35 N/mm².

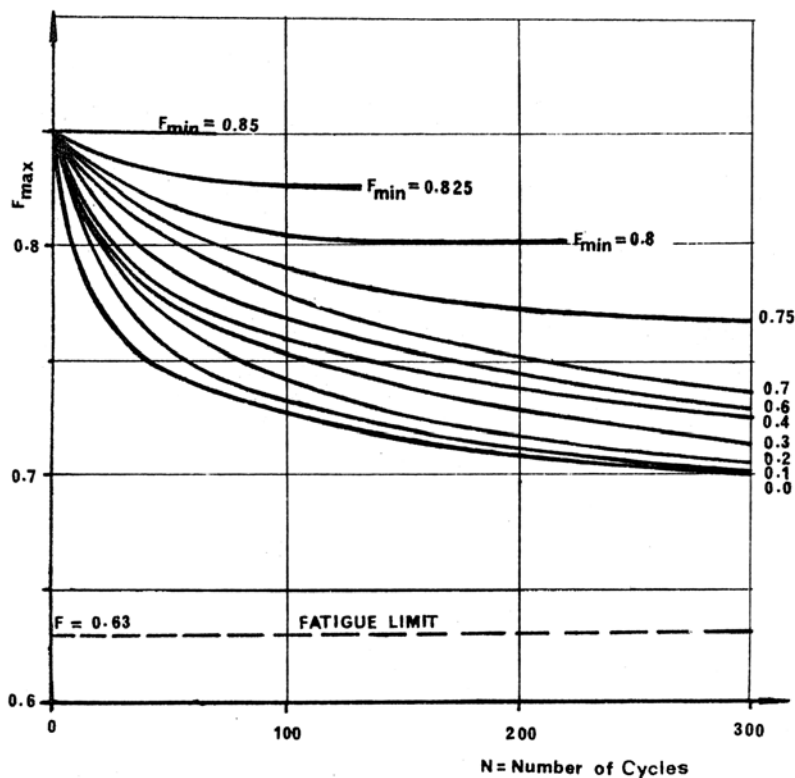


Abb. 2.7: Anzahl der Zyklen bis zum Bruch bei niederzyklischer Belastung [Kar]

Spooner und Dougill [Sp1-4] führen zyklische weggesteuerte Druckversuche an Beton- und Mörtelprismen zur quantitativen Bewertung der Schädigung des Betons bei Druckbelastung durch. Dabei stellen sie neben der Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie mit zunehmender aufgebrachter Dehnung ebenfalls eine Reduktion des anfänglichen E-Moduls fest. Ähnliche Versuche wurden in [Mah] durchgeführt. Dort wurde der Einfluss des Mörtelbestandteils auf das Betonverhalten untersucht. Im Vergleich zwischen monotoner und zyklischer Belastung wurde u.a. festgestellt, dass die zyklisch belasteten Probekörper nach Erreichen des Spannungshöchstwertes im Allgemeinen zahlreichere und feinere Risse aufwiesen als die monoton belasteten Proben. Es zeigt sich ein sehr ähnliches Spannungs-Dehnungsverhalten der untersuchten Mörtel- und Betonproben, was den starken Einfluss der Eigenschaften der Mörtelmatrix auf das mechanische Verhalten des Betons unterstreicht.

Weist hochfester Beton grundsätzlich kein anderes Verhalten unter zyklischer Beanspruchung auf, hat nach *Nygaard* et al. jedoch der Feuchtigkeitsgehalt der Proben einen größeren Einfluss auf die erreichte Lastspielzahl als bei normalfestem Beton. Die fortschreitende Ermüdung des hochfesten Betons kann wie bei Normalbeton in 3 Phasen unterteilt werden (Abbildung 2.8). Während der ersten 10 % der ertragbaren Schwingspielzahl nimmt die Dehnung mit jedem Spannungswechsel zu. Anschließend erfolgt eine stabile Phase bis zum Erreichen von etwa 85 % der gesamten Last- bzw. Schwingspielzahl. Danach steigt die Dehnung wieder deutlich mit zunehmender Schwingspielzahl an [Koe].

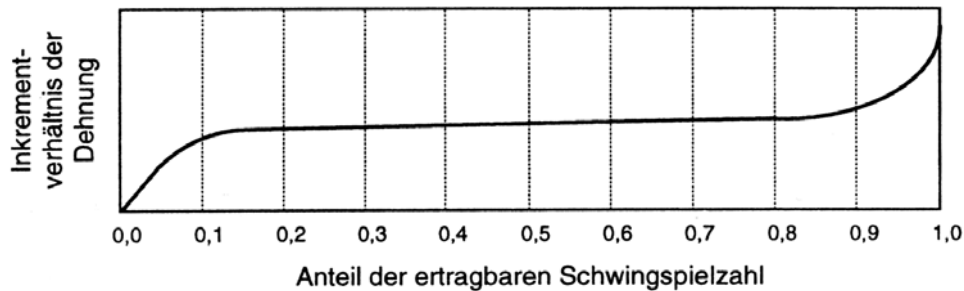


Abb. 2.8: Verlauf der Dehnungszunahme über den Anteil der ertragbaren Schwingspielzahl einer Betonprobe [Koe]

Das nichtlineare Verformungsverhalten von Beton bei Belastung und Entlastung kann in erster Näherung durch ein elasto-plastisches Modell erfasst werden, wie es bei *Hofstetter & Mang* [Hof] sowie *Chen* [Che] beschrieben ist. Be- und Entlastungspfade können damit in unterschiedlicher Weise abgebildet werden. Ein wesentlicher Nachteil dieser Modelle ist, dass der Entlastungspfad nicht wirklichkeitsgemäß parallel zur Ausgangssteifigkeit verläuft. Somit können wesentliche Phänomene für zyklische Belastung von Beton nicht wiedergegeben werden [Kr2].

Ansätze zur Beschreibung des Schädigungsverhaltens von Beton stellen die Modelle auf der Basis des Mechanismus der Mikrorissbildung oder der elastischen Schädigung dar. Diese Modelle reproduzieren auf einem phänomenologischen Makrolevel den internen Mechanismus der Mikrorissbildung bzw. des Mikrorisswachstums, welcher in spröden Materialien wie Beton mit zunehmender Deformation auftritt. Die Grundlage dafür bildet die als „Progressive-Fracturing-Theory“ bekannte Theorie von *Dougill* [Dou], die das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten mit der infolge Mikrorissbildung auftretenden Steifigkeitsabnahme beschreibt. Die Ent- und Wiederbelastung ist hier durch linear-elastisches Materialverhalten gekennzeichnet. Beide Annahmen entsprechen weder den in Versuchen beobachteten nichtlinearen Ent- und Wiederbelastungspfaden (Hystereseschleifen) noch dem Auftreten von bleibenden Verformungen nach vollständiger Entlastung.

Als weitere Modellklasse haben sich deshalb die Modelle auf Basis einer Kombination von Plastizität und elastischer Schädigung entwickelt. Erstmals wird eine derartige Schädigungstheorie von *Bažant* und *Kim* [Ba3] unter der Bezeichnung „Plastic-Fracturing-Theory“ eingeführt. Zahlreiche Veröffentlichungen diesbezüglich folgten. In diesen Arbeiten (u.a. [Yaz]) wird die plastische Komponente spannungs- und die schädigende Komponente dehnungsbasiert formuliert. Dies führt zu einer komplexen Theorie, die sich einer anschaulichen Interpretation entzieht und durch zahlreiche Materialparameter gekennzeichnet ist.

Pölling und Krätzig [Po1,2] stellen eine dehnungsbasierte Kombination beider Theorien vor, die nur durch einen empirischen „Damageparameter“ β zwischen plastischen und schädigenden Verformungen unterscheidet. Sie formulieren eine mehrdimensionale kontinuumsbasierte Schädigungstheorie, wobei die elasto-plastische Theorie um eine Schädigungskomponente ergänzt wird. In dieser Schädigungskomponente wird das inelastische Materialverhalten des Betons nicht auf eine Zunahme irreversibler Verformungen, sondern auf eine Reduktion der Steifigkeit durch das Wachsen von Mikrorissen zurückgeführt [Kr2]. In Abbildung 2.9 ist der Vergleich der Ergebnisse der elasto-plastischen Schädigungstheorie mit den Versuchen aus [Sin] dargestellt. Dieser aufwendige Ansatz ermöglicht eine Wiedergabe einachsiger weggesteuerter Arbeitslinien. Das in Versuchen beobachtete hysteretische Verhalten von Beton unter zyklischer uniaxialer Beanspruchung kann damit jedoch nur eingeschränkt genau beschrieben werden, da bei diesen Formulierungen der Einfluss der Zeit auf das Verformungsverhalten des Betons bei Entlastung (Rückkriechen) unberücksichtigt bleibt.

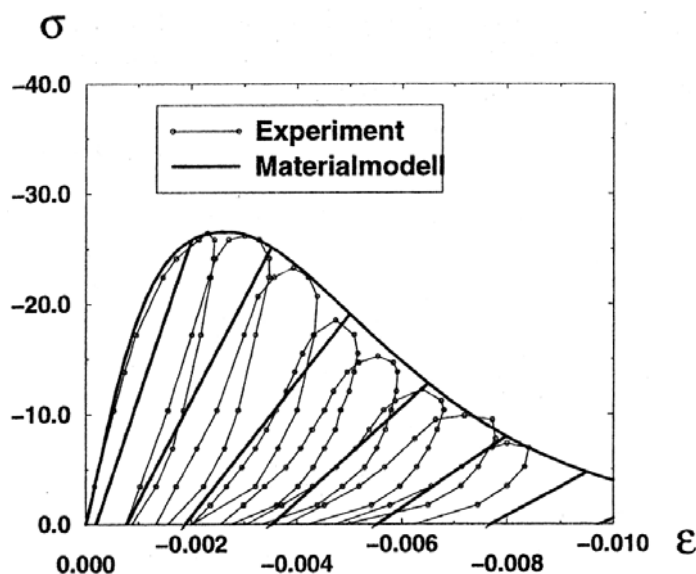


Abb. 2.9: Vergleich der zyklischen Druckversuche aus [Sin] mit der elasto-plastischen Schädigungstheorie nach Pölling/Krätzig [Kr2]

Eine Übersicht über die verschiedenen Modellklassen auf makroskopischer und mikroskopischer Ebene und deren Entwicklung wird u.a. in [CEB4] gegeben. Die Untersuchung bzw. Bewertung von Mikrostruktur-Modellen ist nicht Gegenstand dieser Arbeit. Deshalb wird im Folgenden nicht weiter auf diese Modellgruppen eingegangen.

2.3 Schädigungsindikatoren unter niederzyklischer Beanspruchung

Um die Entwicklung von Strukturveränderungen bzw. -schädigungen in Stahlbetontragwerken zu verfolgen und zu beschreiben, sind eine Vielzahl von *Schädigungsindikatoren* hauptsächlich für seismisch beanspruchte Tragwerke entwickelt worden. Diese erfassen die Schädigung entweder auf Querschnitts- oder auf Tragwerksebene. Es lassen sich Indikatoren auf Basis reiner Verformungskenngrößen (Duktilitätsfaktoren), Steifigkeitsfaktoren, Indikatoren, die auf Analyse der dissipierten Energie beruhen, sowie kombinierte

Indikatoren unterscheiden. Grundlage der Modellvorstellungen sind im Allgemeinen Momenten-Krümmungs-Beziehungen [Kr1].

Die *Krümmungsduktilität* beschreibt das inelastische Verformungsverhalten auf Querschnittsebene und ist durch das Verhältnis von maximaler Krümmung zur Fließkrümmung (Maximalduktilität) [Clo] bzw. von maximaler Krümmung zur Bruchkrümmung bei monoton steigender Belastung definiert. Damit kann der Grad der plastischen Verformungsfähigkeit des Querschnittes beurteilt werden.

Zyklische und kumulative Duktilität [Be3] stellen weitere Schädigungsindikatoren auf Querschnittsebene dar. Die zyklische Duktilität ist das Verhältnis der Gesamtkrümmung vom Nulldurchgang einer Momenten-Krümmungs-Beziehung bis zur Entlastung eines Halbzykluses zur Fließkrümmung. Je nach Vorzeichen des Momentes in der Momenten-Krümmungs-Beziehung wird in positive und negative zyklische Duktilität unterschieden. Die kumulative Duktilität ergibt sich aus dem Verhältnis aller bei der Belastung auftretenden plastischen Krümmungen zur Fließkrümmung. Diese Duktilitätsmaße beschreiben das plastische Arbeitsvermögen eines Querschnittes. Durch die ausschließliche Betrachtung von Verformungsanteilen zu bestimmten Zeitpunkten sind sie als Schädigungsindikatoren jedoch nur bedingt geeignet, da sie weder eine Festigkeitsreduzierung noch einen Steifigkeitsabfall erfassen können [Kr1].

Lybas und Sozen [Lyb] schlagen vor, die Schadensrate (Damage Ratio) mit einem *Steifigkeitsindex* zu beschreiben. Er wird durch das Verhältnis der ursprünglichen Tangentensteifigkeit zur aktuellen reduzierten Sekantensteifigkeit bei maximaler Krümmung definiert. Der Indikator gibt sowohl einen Steifigkeits- als auch einen Festigkeitsverlust wieder. Er ist nur im ersten Quadranten einer Momenten-Krümmungs-Beziehung eindeutig bestimmbar. Allerdings hat dieser Index den Nachteil, dass er Zahlenwerte angibt, ohne dabei eine Aussage über den momentanen Grad der Schädigung bezogen auf den Versagenszustand zu geben. Bei der Beurteilung der Schädigung ist man somit auf subjektive Bewertungskriterien angewiesen. Ein Schädigungsindikator sollte den Schädigungsgrad zwischen 0 und 100 % und die Schadensakkumulation aus zyklischer Beanspruchung erfassen können [Kr1]. In ähnlicher Weise definieren *Roufaei und Meyer* [Rou] einen Schädigungsindikator. Der MFDR-Wert (Modified Flexural Damage Ratio) bildet das Verhältnis zwischen der Sekantensteifigkeit bei maximaler Krümmung und der aktuellen Sekantensteifigkeit. Beim Versagen ist MFDR = 1.

Ein anderer Kennwert ist die *normierte dissipierte Energie* [Ban, Dar]. Sie gibt zu einem bestimmten Zeitpunkt das Verhältnis von bis dahin dissipierter Energie $W(t)$ zur maximalen elastischen Energie an. Indikatoren auf der Basis von Energiebetrachtungen erfassen die Beziehungen zwischen Deformationen und ihren korrespondierenden Beanspruchungen besser als Duktilitäts- bzw. Steifigkeitsfaktoren [Kr1]. Beispielsweise gilt für den ersten Quadranten in Abbildung 2.10:

$$W_n(t) = \frac{\int_0^t M \cdot \kappa \cdot dt}{\frac{1}{2} \cdot (\kappa_3' - \kappa_3) \cdot M_2} \quad [2.3.1]$$

Meyer [Mey] stellt einen Schädigungsindikator D vor, der auf einer detaillierten Betrachtung der Energiedissipation beruht. In diesem Modell bewegt sich der Grad der Schädigung ebenfalls von 0 % (ungeschädigt) bis 100 % (Versagen, Bruch). Der Bezugsfaktor ist die maximale Energie E_u unter monotoner Belastung bis zum Bruch (entspricht W_u), die damit unabhängig von der Lastgeschichte angegeben wird (siehe Abbildung 2.10).

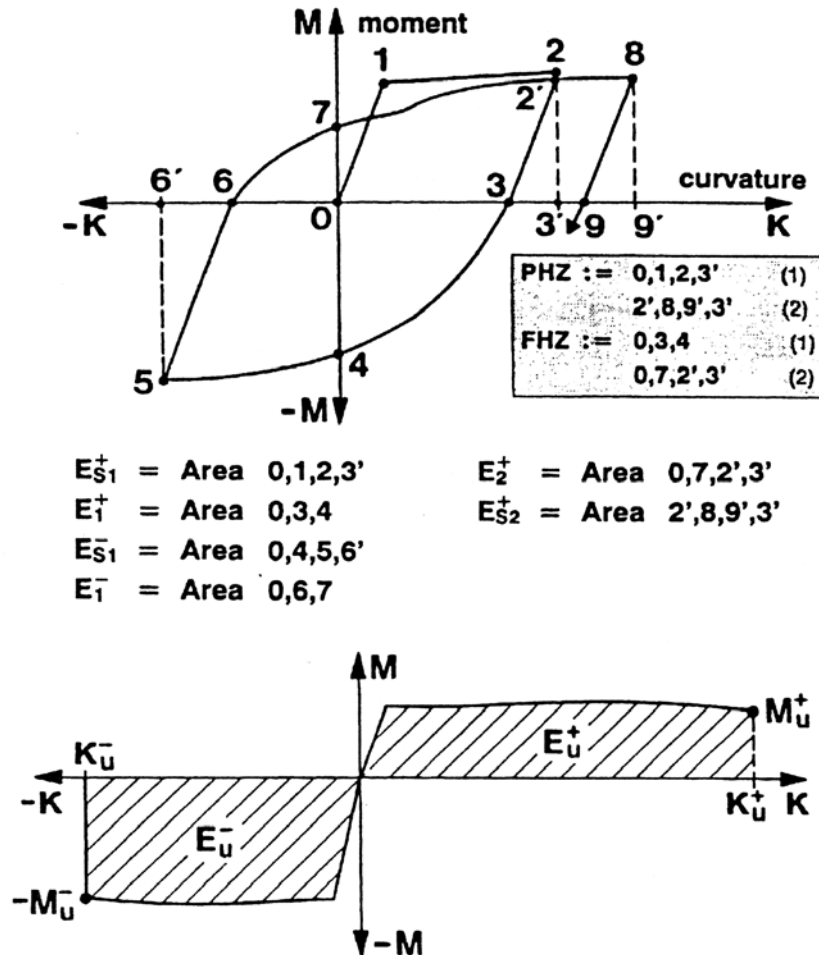


Abb. 2.10: Definitionen für das Damage Modell nach Meyer [Mey]

Bei der Betrachtung der dissipierten Energie, die sich bei zyklischer Belastung parallel zur Schädigungsentwicklung akkumuliert, unterscheidet Meyer in Anlehnung an Ötes [Oet] zwischen Primärzyklen PZ (Zyklus mit der bisher größten Amplitude) und Folgezyklen FZ mit kleinerer Amplitude. Nach Ötes bestimmt der Primärzyklus die Schädigungsgeschichte und somit auch die Größe der Energiedissipation in seinen Folgezyklen. Der Schädigungsindikator wird getrennt für positive und negative Deformationen berechnet, wobei noch Primärhalbzyklen (PHZ $\rightarrow E_{S,i}$) und Folgehalbzyklen (FHZ $\rightarrow E_i$) eingeführt werden. Um ein Versagen zu indizieren, muss die Energie E_u , die unter monotoner Belastung bis zum Bruch dissipiert wurde (sie entspricht einem einfachen PHZ), bei zyklischer Belastung durch eine gewisse Anzahl von PHZ akkumuliert werden. Die Energie, die durch FHZ dissipiert wird, führt zu einer relativ geringen Erhöhung des Indikators.

$$D_Q^{+/-} = \frac{\sum_i E_{S,i}^{+/-} + \sum_i E_i^{+/-}}{E_u^{+/-} + \sum_i E_i^{+/-}} \quad [2.3.2]$$

mit:

i – Zyklusnummer

$E_u^{+/-}$ – Bezugsfaktoren für positive und negative Deformationen

$E_{S,i}$ – Dissipierte Energie in einem PHZ

E_i – Dissipierte Energie in einem FHZ

Der Schädigungsgrad ermittelt sich anschließend wie folgt:

$$D_Q = D_Q^+ + D_Q^- - D_Q^+ \cdot D_Q^- \quad [2.3.3]$$

Aus der Erkenntnis des Erdbeben-Ingenieurwesens, dass die Strukturschädigung von Stahlbeton meist durch eine Kombination von großen Verformungen und einer Akkumulation hysteretischer Energie erfolgt, stellen *Park und Ang* [Pa1, Pa2] einen Damage Index D als Linearkombination von bezogener maximaler Verformung und normierter hysteretischer Energie vor.

$$D = \frac{\max \kappa}{\kappa_u} + \frac{\beta}{M_F \cdot \kappa_u} \int dW \quad [2.4]$$

mit:

$\max \kappa$ – maximale Krümmung unter Erdbeben

κ_u – Bruchkrümmung unter monotoner Belastung

M_F – Fließmoment unter monotoner Belastung

dW – inkrementell absorbierte hysteretische Energie/Arbeit

β – empirischer Parameter

Durch einen aus Versuchsdaten empirischen gewonnen Wert „ β “ wird der Effekt von zyklischer Belastung auf die Strukturschädigung erfasst. Mit Hilfe dieses Parameters werden die Werte des Schadensindex auf den Versagenszustand normiert, so dass Werte $D \geq 1$ die totale Schädigung (Versagen) des Querschnitts angeben. Für Stahlbeton gilt nach [Sc3] näherungsweise $\beta = 0,05$.

Bolle stellt in [Bo3] grundlegende Betrachtungen zur experimentellen Untersuchung des kurzzeitigen Verformungs- und Schädigungsverhaltens von biegebeanspruchten Stahlbetonbalken an. Insbesondere werden die experimentellen Techniken weiterentwickelt. Ein zur Untersuchung der Energiedissipation geeignetes Belastungsregime wird entwickelt. Darüber hinaus werden Angaben zu Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeiten und Standzeiten (Einwirkungsdauer) gemacht. In diesem Zusammenhang wird ein Schädigungsindikator im Sinne einer Versuchsgrenzlast vorgestellt, der sich aus den Flächeninhalten im Last-Verformungs-Diagramm berechnet. Dabei wird für jeden primären Belastungszyklus der aus Strukturveränderungen resultierende Anteil der dissipierten Energie zur elastisch gespeicherten Energie ins Verhältnis gesetzt. Daraus ergibt sich die normierte bzw. bezogene dissipierte Energie (in diesem Fall die reine Strukturveränderungsenergie). Auch bei diesem

Indikator besteht der Nachteil, dass er gewisse Zahlenwerte liefert, ohne dabei eine Aussage über den momentanen Schädigungsgrad zu geben. Zudem ist er durch die Vernachlässigung der Schadensakkumulation in den Folgezyklen stark vom gewählten Belastungsregime abhängig.

2.4 Zeitabhängiges Verformungsverhalten des Betons

2.4.1 Allgemeines

Die im Folgenden vorgestellten Zusammenhänge beziehen sich ausschließlich auf den Makrobereich, wobei jedoch bestimmte Phänomene innerhalb des Meso- und Mikrobereichs zur Erläuterung diskutiert werden. Im Allgemeinen ist die Modellbildung des Verformungsverhaltens eines heterogenen Werkstoffes wie Beton nur durch eine „verschmierte Betrachtung“, d.h. eine Beschreibung des mittleren Verhaltens einer „repräsentativen Volumeneinheit“ (RVE) sinnvoll. Dazu muss nach [New] das Volumen der Proben mindestens $V \geq (4 \cdot d_g)^3$ sein, wobei d_g dem Größtkorndurchmesser entspricht.

Das Verformungsverhalten von Beton ist dadurch gekennzeichnet, dass ein Teil der durch die Spannungen hervorgerufenen Dehnungen verzögert auftritt. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie (Arbeitslinie) eines Betons wird in starkem Maße durch die aufgebrachte Belastungs- bzw. Dehngeschwindigkeit beeinflusst [Ras]. Mit abnehmender Dehn- bzw. Belastungsgeschwindigkeit nimmt die zur entsprechenden Druckspannung gehörende Dehnung zu oder die Arbeitslinie des Betons ist um so steiler, desto kürzer der Zeitraum ist, in dem die Last aufgebracht wird. Die Krümmung der Arbeits- bzw. σ - ϵ -Linie wird neben der Druckfestigkeit in starkem Maße von der Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst [Ru1,2]. Bei sehr langsamer Belastung muss davon ausgegangen werden, dass die Dehnung merklich vom Kriechen, d.h. den viskosen Verformungseigenschaften des Betons beeinflusst wird. Mit zunehmender Festigkeit nimmt die Krümmung der Arbeitslinie ab. Eine zunehmende Belastungsdauer bewirkt eine Zunahme der Krümmung. Dies wird in Abbildung 2.11 aus den von Rüsch [Ru2] für verschiedene Belastungsdauern abgeleiteten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Grenzlinien) deutlich.

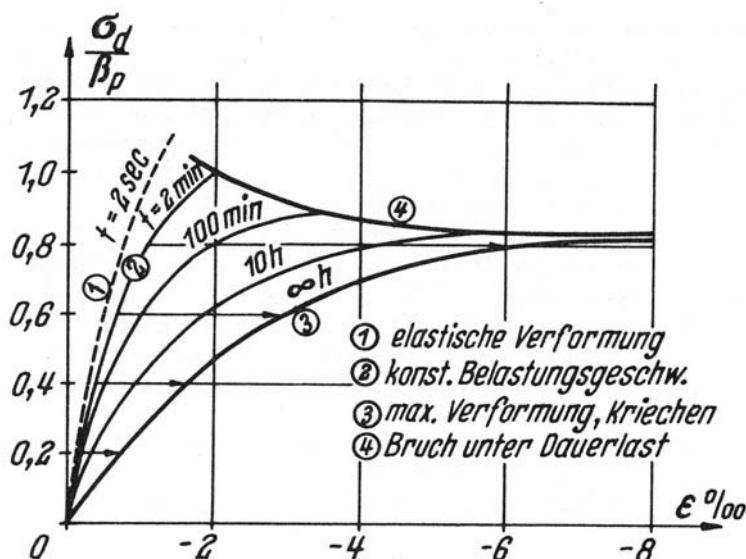


Abb. 2.11: Zeitabhängiger Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung [Ru2]

Danach ist die Druckfestigkeit bei einer Belastungsdauer von 100 min etwa 17 % geringer als bei einer Dauer von 2 min. Die im 2-Minuten-Versuch ermittelte Kurzzeit-Druckfestigkeit verhält sich zu der im 20-Minuten-Versuch ermittelten Festigkeit etwa wie $1/0,96 = 104$ %. Außerdem darf der Einfluss der Art der Lastaufbringung nicht vernachlässigt werden. Nach den Untersuchungen von Siebel [Sie] ist die Zylinder-Druckfestigkeit bei gleicher Versuchsdauer von ca. 2 min unter konstanter Dehnungsgeschwindigkeit (verformungsgesteuert) aufgrund der im bruchnahen Bereich niedrigeren Belastungsgeschwindigkeit etwa 6 % geringer als unter konstanter Belastungsgeschwindigkeit (kraftgesteuert).

Zwischen der in Abbildung 2.11 dargestellten *Linie 1* und *Linie 2* wird der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Spannungs-Dehnungslinie deutlich. Je schneller die Belastung erfolgt, desto mehr nähert sich die σ - ε -Linie einer Geraden an und desto höher ist die Festigkeit. Wird nicht monoton bis zum Bruch belastet, sondern nur bis zu einem bestimmten Lastniveau und die Last dann konstant gehalten, nimmt die Verformung aufgrund des Kriechens des Betons zu. Während der Belastungsphase haben sich neben den elastischen ebenfalls schon zeitabhängige Verformungsanteile eingestellt. Die Untersuchungen von Ruetz [Rue] zur Belastungsdauer und Belastungsgeschwindigkeit im Bereich niedriger Spannungen (und die Angaben in [Hui]) belegen, dass bereits in einem Zeitintervall von 0,5 bis 5 s deutliche Kriechverformungen eintreten (ca. 3 % der 6-Tage-Kriechverformung). Wird beispielsweise die Belastungsdauer von 5 sec auf 2 min verlängert, erhöht sich die gemessene Dehnung um bis zu 15 %. Eine Verlängerung der Belastungsdauer auf über 10 min, führt dagegen nach [Hui] zu keiner signifikanten weiteren Zunahme der Dehnung. Da ein statischer Versuch praktisch in einer solch kurzen Zeit nicht durchführbar ist, treten elastische und zeitabhängige (viskose) Verformungen immer gleichzeitig auf. Das bedeutet auch, dass durch die z.B. im MC 90, dem EC 2 sowie der DIN 1045-1 gebräuchlichen Kurzzeit-Spannungsdehnungslinien ein Teil der Kriechdeformationen bzw. des Kurzzeit-Kriechens bereits erfasst wird. Im Folgenden werden nach diesem Modell auch die häufig als plastisch bezeichneten Kurzzeitverformungsanteile infolge Gefügezerstörung als belastungsdauerabhängige Kriechverformungen verstanden.

Die zeitabhängigen Verformungen erreichen maximal die durch die *Linie 3* schematisch dargestellten Grenzwerte. *Linie 4* beschreibt im Unterschied zur Kurzzeit-Festigkeit die Druckfestigkeit des Betons unter konstanter Dauerlast. Je höher die betrachtete Dauerlastgrenze (Dauerstandfestigkeit) ist, umso kürzer ist die zugehörige Zeit bis zum Bruch. Allgemein wird für die Bemessung nach DIN 1045-1 eine Dauerlastgrenze von 85 % der Betondruckfestigkeit angesetzt. Nach [Wi3] ist bei der Diskussion des Einflusses der viskoelastischen Verformungseigenschaften des Betons auf die Dauerfestigkeit, das Kriechen in den ersten Minuten nach Belastungsbeginn von ausschlaggebender Bedeutung. Der Bruch erfolgt somit entweder durch eine ausreichend große Last im Kurzzeitversuch oder durch eine entsprechend hohe Kriechdauer im Spannungsbereich oberhalb der Dauerstandfestigkeit.

Prinzipiell ist jede zwischen den *Grenzlinien 1, 3 und 4* liegende Spannungs-Dehnungslinie möglich. Die mit der Dehnungsachse unter der jeweiligen Arbeitslinie eingeschlossene Fläche ist ein Maß für die Gesamtenergie, die bis zum Bruch der Probe eingetragen werden muss.

2.4.2 Verformungseigenschaften

Bei einem Betondruckversuch ist zu beobachten, dass sich neben spannungsunabhängigen Deformationen (Schwinddehnung, Temperaturdehnung) elastische und zeitabhängige Verformungen (so genannte Kriechverformungen) einstellen. Trotz der Vielzahl der Veröffentlichungen über das Kriechen des Betons gelang bislang noch keine ursächlich eindeutige und lückenlose Erklärung für den Kriechmechanismus. Zweifellos sind die viskosen Eigenschaften des Zementsteins von wesentlicher Bedeutung für den Kriechvorgang, da übliche Normalzuschläge nicht oder nur unwesentlich kriechen [Bla]. In Abbildung 2.12 ist das phänomenologische Ergebnis eines Langzeitversuchs unter konstanter kriecherzeugender Spannung dargestellt. Ein Betonkörper wird hier im Alter $t_0 = \tau$ nach seiner Herstellung mit einer konstanten Spannung $\sigma(t_0)$ belastet. Im Zeitraum $t_0 \leq t < t_1$ setzen sich die Dehnungen aus einem elastischen Anteil $\varepsilon_{el}(t_0)$ und einem Kriechanteil $\varepsilon_{cr}(t)$ zusammen.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_{cr}(t) \quad [2.5]$$

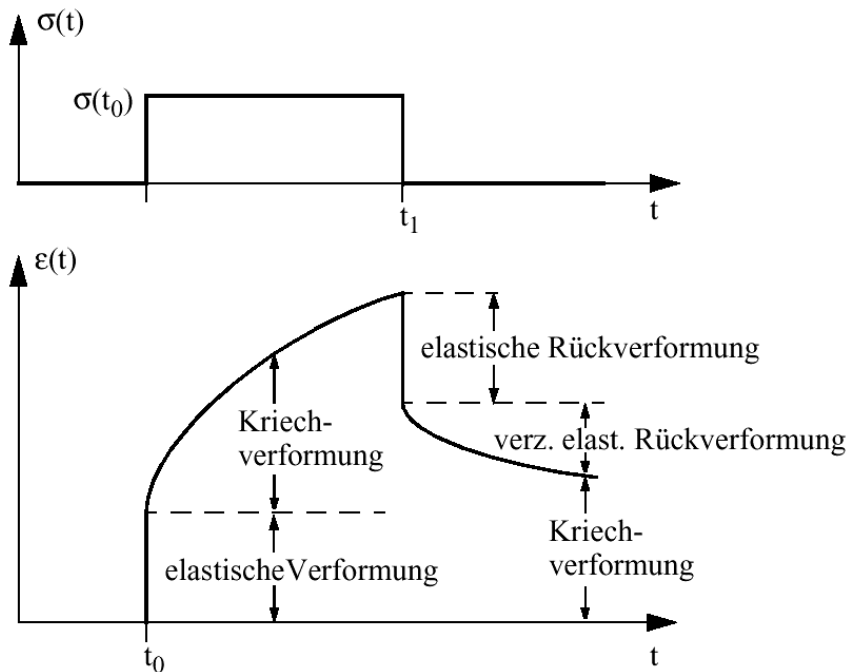


Abb. 2.12: Verformungskomponenten des Betons nach Be- und Entlastung

Unter der elastischen Dehnung ε_{el} wird im Allgemeinen die reversible Verformung, die unmittelbar beim Aufbringen einer Belastung auftritt, verstanden. Da wie oben beschrieben beim Beton der einsetzenden Belastung sofort zeitabhängige Verformungen folgen, ist der elastische Anteil im Versuch nicht direkt feststellbar. Die Spontanelastizität wird meist auf folgende Art berücksichtigt:

$$\varepsilon_{el} = \varepsilon_{el}(t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)}. \quad [2.6]$$

$E(t)$ ist der so genannte Elastizitätsmodul des Betons (im Weiteren auch vereinfachend E-Modul genannt). Er gibt das Verhältnis von aufgebrachter Spannung σ und unmittelbar eingetretener Dehnung ε an.

Wird die Betonprobe zum Zeitpunkt $t = t_1$ vollständig entlastet, ist zu beobachten, dass die elastische Dehnung unmittelbar zurückgeht und sich zeitabhängig eine Rückverformung (Rückkriechen) einstellt, die so genannte Kriecherholung. Ein gewisser Teil der Kriechverformung wird hingegen nach der Entlastung des Betons nicht mehr abgebaut. Unter dem Begriff „Kriechen“ werden nach diesem Modell zwei Verformungsarten bzw. -anteile zusammengefasst: die *verzögert elastische Verformung* ε_{v-el} (reversibel) und die verzögert bleibende Verformung ε_{v-pl} bzw. das *Fließen* (irreversibel) [Wi1, Ru2].

$$\varepsilon_{cr}(t) = \varepsilon_{v-el}(t) + \varepsilon_{v-pl}(t) = \varepsilon_{\varphi} \quad [2.7]$$

Für einen Zeitpunkt $t \gg t_1$ bilden sich die verzögert elastischen Dehnungen vollständig zurück, so dass nur Fließdehnungen übrig bleiben.

Das dargelegte makroskopische Verformungsverhalten des Betons gilt prinzipiell auch bei Wiederbelastungsvorgängen und sowohl für lange als auch für kurze Zeiträume. Abbildung 2.13 nach [Ru1] zeigt schematisch das Ergebnis eines Kriechversuches an einem 28 Tage alten Beton. Die elastische Verformung ε_{el} entsteht unmittelbar bei Belastung. Unter der Wirkung der Dauerlast nimmt die Verformung nach einem Jahr um das Maß $\varepsilon_{\varphi 1}$ zu. Bei der Entlastung wird ε_{el} unmittelbar zurückgewonnen. Nach der Entlastung tritt zeitlich verzögert ein Rückkriechen um das Maß ε_{v-el} ein, das nach einer gewissen Zeit zum Stillstand kommt. Nach der *Wiederbelastung* entstehen erneut elastische Dehnungen ε_{el} und Kriechverformungen $\varepsilon_{\varphi 2}$, deren Größe sich von denen der Erstbelastung unterscheiden. Die geringere Kriechneigung von in diesem Sinne vorbelastetem Beton wird häufig auch als „spannungsabhängige Alterung“ bezeichnet.

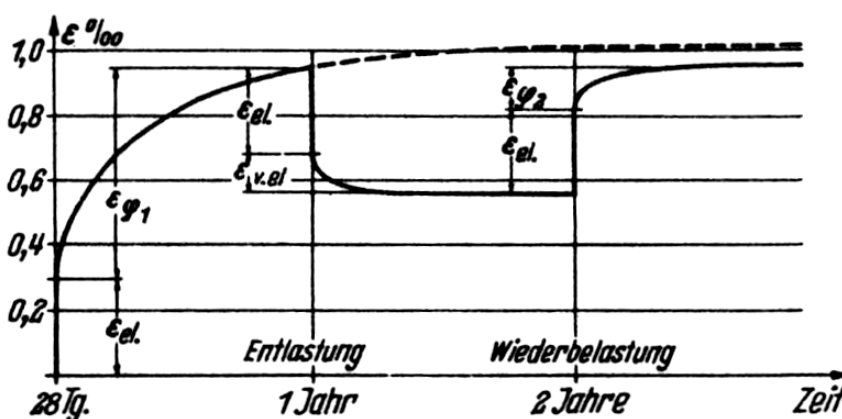


Abb. 2.13: Verformungskomponenten eines Kriechversuches mit Ent- und Wiederbelastung [Ru1]

Die *verzögert elastische Dehnung* wird auch als „ungestörtes Kriechen“ bezeichnet. Sie wird auf die visko-elastischen Eigenschaften des Zementgels zurückgeführt. Somit besteht neben der Abhängigkeit von der Zeit im Wesentlichen eine Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Betons bzw. vom Hydratationsgrad (Gewichts- oder Volumenanteil des

Zementes, der zu einem bestimmten Zeitpunkt τ mit Wasser reagiert hat) und den klimatischen Bedingungen der Umgebung. Im Allgemeinen (u.a. [Ald], [Ru2]) wird unterstellt, dass der Ablauf der verzögerten Elastizität für übliche Betone von der Probenform, dem Probenalter und der Betonzusammensetzung weitgehend unbeeinflusst bleibt.

Dieser zeitabhängige Anteil der Betonverformung kann beim Belastungsvorgang nicht von der unmittelbar auftretenden elastischen Dehnung und der Fließdehnung separiert werden. Bei der Entlastung kommt es ebenfalls zu einer Überlagerung der beiden elastischen Anteile. Allgemein wird angenommen, dass die verzögert-elastische Verformung bei Belastung in gleicher Größe auftritt, wie sie nach dem Entlastungsvorgang beobachtet werden kann. Wird eine Proportionalität zur Spannung vorausgesetzt, hat dies zur Folge, dass die Zeitfunktion nur von der Belastungsdauer $(t-\tau)$ abhängt. Für den verzögert elastischen Verformungsanteil kann in der Regel angenommen werden, dass er sich umso langsamer einstellt, je höher der prozentuale Anteil der elastischen Verformung ist. Rechnerisch kann die sich einstellende Dehnung wie folgt erfasst werden, wobei $\beta_V(t-\tau)$ eine Zeitverlaufsfunktion darstellt [Ru2]:

$$\varepsilon_{v-el} = a \cdot \beta_V(t-\tau) \cdot \varepsilon_{el}. \quad [2.8]$$

Es kann davon ausgegangen werden, dass der zu erwartende Wert a bei Langzeituntersuchungen zwischen 0,3 und 0,5 liegt. Dabei treten etwa 50 % der Verformungen innerhalb von 30 Tagen ein. Nach etwa einem Jahr kommt dieser Prozess weitgehend zum Stillstand. In DIN 4227 [DIN1], die von separaten Ansätzen für Fließen und verzögerte Elastizität ausgeht, wird angenommen, dass die verzögerte Elastizität etwa 40 % der sofortigen elastischen Dehnung erreicht ($a = 0,4$). Für den zeitlichen Verlauf sind in [DIN1] Diagramme zu finden, mit denen sich die Werte β_V für ausgewählte Zeitpunkte ermitteln lassen. Um die Verlaufsfunktion analytisch zu erfassen, gibt Haas [Haa] eine Exponentialfunktion an. Alda [Ald] nutzt dafür fünf Summenglieder. Frey [Fre] nähert diese Kurven durch eine Summe von acht Exponentialfunktionen an. Die Frage, ob zumindest näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen visko-elastischer Verformung und ursächlicher Spannung angenommen werden kann, lässt sich wegen der teilweise stark widersprüchlichen Versuchsergebnisse in der Fachliteratur bisher nicht eindeutig klären.

Das *Fließen* des Betons ist durch zeitabhängig irreversible Verformungen gekennzeichnet, wobei die Geschwindigkeit während des Belastungsvorganges monoton abnimmt. Häufig wird das Fließen in Grund- und Trocknungsfließen bzw. Trocknungskriechen unterteilt, womit der Tatsache Rechnung getragen wird, dass beide Anteile durch verschiedene physikalische Vorgänge beeinflusst werden. Unter Grundkriechen wird dabei das Fließen bei völlig verhiertem Feuchtigkeitsaustausch mit der umgebenden Atmosphäre verstanden, während mit Trocknungskriechen der Zuwachs an Fließverformung durch den gleichzeitigen Wasserverlust des Betons während der Belastung bezeichnet wird. Das Grundfließen resultiert aus viskosen Umlagerungen von Partikeln bzw. Strukturveränderungen innerhalb des Zementgels. Die Größe des Grundfließens hängt im Wesentlichen von dem Volumenanteil des Zementsteins und von dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons ab, während das Trocknungsfließen hauptsächlich vom Feuchtigkeitsgefälle und den Abmessungen der Probe beeinflusst wird. Mit zunehmendem Wasserentzug nimmt das Grundkriechen nahezu vollständig ab. Das Trocknungskriechen ist im Wesentlichen mit dem verstärkten Platz-

wechsel von Wassermolekülen unter Belastung und damit erhöhten viskosen Verformungen zu begründen [Ru2].

Zur Frage, ob das Fließen einem Endwert zustrebt, werden in der Fachliteratur unterschiedliche Meinungen vertreten. Nach *Alda* und *Rüsch* folgt das Grundfließen (GF) einem Potenzgesetz, womit es keinen Endwert erreichen würde.

$$\varepsilon_{v-pl}^{(GF)} = b \cdot (t - \tau)^c. \quad [2.9]$$

Das Trocknungskriechen kann jedoch nicht gänzlich unabhängig vom Schwinden betrachtet werden. Vielmehr werden die zunehmenden viskosen Verformungen bei der Austrocknung des Betons in gewissem Maß auch durch die gegenseitige Beeinflussung von Kriechen und Schwinden verursacht. Bei abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt entstehen Eigenspannungen infolge des Schwindens durch ungleichmäßige Austrocknung über den Querschnitt, denen sich die äußere „aufgezwungene“ kriechezeugende Spannung überlagert. *Müller* [Mu1] schließt aus verschiedenen Versuchsergebnissen zum Einfluss der Höhe der Spannung auf die Größe der Kriechverformung von trocken gelagerten Proben grundsätzlich auf die starke Nichtlinearität des Grund- und Trocknungskriechens oberhalb etwa 40 % Druckfestigkeit.

Zusätzlich zum Grund- bzw. Trocknungsfließen spricht *Rüsch* von einer „raschen Anfangsverformung“, welche er dem Fließen zuordnet. Diese Verformung ist besonders bei jungem Beton ausgeprägt. Sie unterscheidet sich sowohl durch die Verformungsgeschwindigkeit als auch die Abhängigkeit vom Belastungsalter von der übrigen Fließverformung.

Bazant und Kim [Ba8] geben neben dem Grund- und Trocknungskriechen noch einen Anteil an, der das Anwachsen der Kriechverformung infolge Austrocknung vor Belastungsbeginn beschreibt. Dieser Anteil kann jedoch im Allgemeinen vernachlässigt werden.

Berg [Be1] teilt die Gesamtverformung des Betons in drei Komponenten ein: die elastische Verformung, die Kriechverformung, welche die Kontinuität der Struktur nicht beeinflusst, und zusätzlich eine Kriechverformung, die durch das Entstehen von Mikrorissen in der Zementstein-Matrix hervorgerufen wird. Eine lange Zeit verbreitete Erklärung des Kriechens (und Schwindens), die auf *Lynam* (1934) zurückgeht, ist die Vorstellung, dass sich die zeitabhängige Verformung von Beton unter Last als Diffusionsvorgang des Gelwassers verstehen lässt. Danach ist ein Teil des adsorbierten Wassers imstande, Last aufzunehmen.

Powers [Pow] versteht den Kriechprozess als langsames Abbauen des gequollenen Zustandes durch Diffusion. Nach seiner Theorie kriecht eine vollkommen trockene Zementsteinprobe überhaupt nicht, was jedoch in [Wi3] bereits widerlegt wurde. Im gewissen Widerspruch zu dieser Theorie nimmt *Ruetz* [Rue] an, dass durch Wasserentzug oder Aufnahme von Wasser die Ordnung der adsorbierten Gelwasserfilme gestört wird, diese beweglicher werden und eine höhere Kriechwilligkeit erhalten. *Feldman* und *Sereda* [Fel] unterteilen das bei Feuchtigkeitssteigerung aufgenommene Wasser in adsorbiertes und Zwischenschichtwasser. Der Kriechmechanismus ist demnach nicht im adsorbierten Wasser zu suchen, sondern vielmehr mit Verschiebungen im Zwischenschichtwasser (reversibles Kriechen) und interkristallinen Verformungen wie dem gegenseitigen Abscheren und Gleiten bzw. Verdichten einzelner Hydratationspartikel sowie dem Aufbrechen und der Neubildung von Kontaktstellen (irreversibles Kriechen) zu erklären. Diese Erklärung ist wiederum konform mit den Vorstellungen von *Berg* und erscheint am plausibelsten, obwohl auch in jüngster Zeit mit der Arbeit von *Pesch* [Pes] im Zusammenhang mit hochfestem Beton

wieder die These des Porenwasserdrucks der Gelporen zur alleinigen Beschreibung der Kriechverformungen herangezogen wird.

Pesch entwickelt ein Modell, mit dem das Kriechverhalten von Beton in Anlehnung an den Konsolidierungsvorgang von bindigen Böden beschrieben wird. Die Grundidee dieses Modells besteht darin, dass die im Beton vorhandenen Gelporen als Kugelschalen mit Öffnungen aufgefasst werden. Das Kriechen wird auf den Flüssigkeitstransport entsprechend dem Druckgradienten des durch die Lastbeanspruchung hervorgerufenen Porenwasserdrucks zurückgeführt. Hochfester Beton besitzt durch den sehr niedrigen w/z-Wert (unter 0,4) und die Zugabe von Silikastaub eine höhere Dichte als Normalbeton und nahezu keine Kapillarporen, durch die ein Wassertransport von den Gelporen zur Betonoberfläche stattfinden könnte. Der Transport von Flüssigkeiten verläuft deshalb wesentlich langsamer als bei Normalbeton. Darüber hinaus scheint die Beschreibung des Verformungsverlaufs nach Entlastung durch eine eventuelle Umkehrung der Strömungsrichtung fraglich. Zusätzlich spielen hierbei die Mikrorisse im Betongefüge eine Rolle. Deshalb lässt sich mit diesem „zerstörungsfreien“ Modell die abfallende Steifigkeit nach Ent- und Wiederbelastung sowie das Kriechen in mit starker Strukturzerstörung verbundenen Bereichen hoher Belastungsintensität nicht plausibel erklären. Es ist allerdings zu vermuten, dass die erhöhte Beweglichkeit der Wassermoleküle unter Belastung, d.h. die Wechselwirkung des freien, verdampfbaren Wassers mit dem Zementsteingefüge (inneres Gleiten), einen Anteil an der Kriechverformung eines feuchten Betonkörpers hat. Ein Überblick über die Hypothesen zu den Ursachen des Kriechvorgangs ist u. a. in [Wi4] zu finden.

Das viskose Verformungsverhalten des Betons unter konstanter Spannung kann abhängig vom Belastungsgrad in *lineares* und *nichtlineares Kriechen* unterteilt werden. *Berg* schließt aus seinen Beobachtungen, dass das bei hohen Lasten im Experiment festgestellte nichtlineare Kriechen zu einem erheblichen Teil mit der Mikrorissentwicklung, insbesondere bei Beanspruchungen über 50 % der Kurzzeitfestigkeit, in Zusammenhang gebracht werden kann.

Abbildung 2.14 zeigt die Dehnungs-Zeit-Beziehung für einen Betonkörper, der zum Zeitpunkt $t = 0$ mit einer konstanten Dauerlast beansprucht wird. Die zugehörige elastische Dehnung stellt sich unmittelbar ein. Zeitabhängig entwickeln sich Kriechverformungen, welche sich in Abhängigkeit von der Belastungsintensität in drei Phasen einteilen lassen.

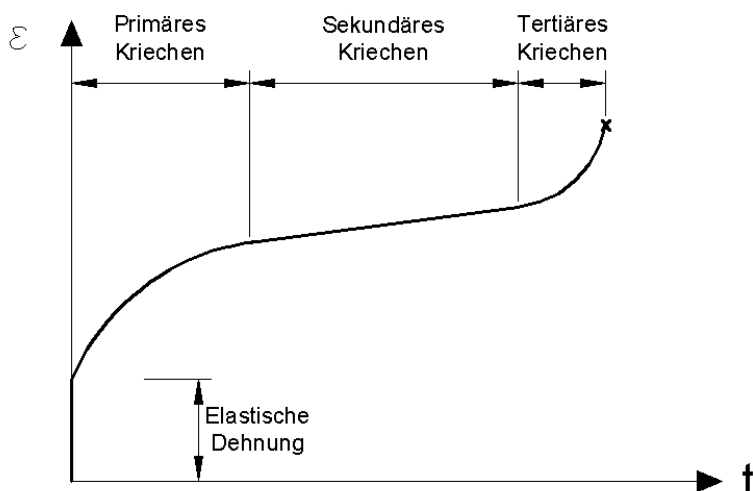


Abb. 2.14: Allgemeine Form der Dehnungs-Zeit-Linie nach [Str]

Liegen die Betondruckspannungen innerhalb eines Bereiches von etwa $\sigma_c \leq 0,40 \dots 0,45 f_c$, wird von *primärem Kriechen* gesprochen. In diesem Bereich wird annähernd von einem proportionalen Zusammenhang zwischen Kriechverformung und kriechezeugender Spannung, d.h. *linearem* Kriechen ausgegangen. Gekennzeichnet ist diese Phase durch ein stetiges Anwachsen der Betonstauchungen mit der Zeit. Die Zunahme der Dehnungen wird mit der Zeit geringer, wobei die Verformungs-Zeit-Beziehung einen konkaven Verlauf beschreibt.

$$\frac{d^2 \varepsilon_{cr}}{dt^2} < 0$$

Ab einer Betonspannung von etwa $\sigma_c \geq 0,45 f_c$ wachsen die Kriechdehnungen bei steigender Belastungsintensität durch die zunehmende Mikrorissbildung deutlich überproportional an. Hierbei wird vom *sekundären* Kriechen gesprochen. Die zeitabhängigen Betonverformungen sind nicht mehr proportional zu den kriechezeugenden Spannungen, d.h. es liegt *nichtlineares* Kriechen vor. Die Kriechgeschwindigkeit bleibt näherungsweise konstant [Re2].

$$\frac{d \varepsilon_{cr}}{dt} = \text{const.}$$

Ungeklärt ist, ob das Primärkriechen des Betons für $t \rightarrow \infty$ einem Endwert zustrebt oder ob die Kriechgeschwindigkeit einen sehr kleinen konstanten Wert annimmt, d.h. sich Sekundärkriechen einstellt [Str].

Überschreiten die Druckspannungen mit $\sigma_c \geq 0,80 \dots 0,85 f_c$ die Dauerstandfestigkeit des Betons, so beschleunigt sich der Prozess der Mikrozerstörung derart, dass es schließlich zu Makrorissen und einem deutlichen Anstieg der Querdehnzahl kommt. Die Kriechgeschwindigkeit nimmt mit der Zeit überproportional zu, d.h. die Verformungs-Zeit-Beziehung geht in einen konvexen Verlauf über. Diese Phase wird als *tertiäres* Kriechen bezeichnet.

$$\frac{d^2 \varepsilon_{cr}}{dt^2} > 0$$

Im Bereich des tertiären Kriechens kann die Querdehnzahl auf über 0,5 ansteigen. Dies hat beim Druckversuch eine Volumenvergrößerung der Probe zur Folge (vgl. Abschnitt 2.1).

Unter der Voraussetzung der Gültigkeit der *linearen Kriechtheorie* kann die Kriechverformung des Betons $\varepsilon_{cr}(t, \tau)$ zum Zeitpunkt t infolge einer zum Zeitpunkt τ aufgebrachten konstanten Spannung unter Verwendung der Kriechzahl $\phi(t, \tau)$ als Vielfaches der sich bei Belastungsbeginn einstellenden elastischen Betonverformung $\varepsilon_{el}(\tau)$ beschrieben werden. Dabei ist die Kriechzahl vom Betrachtungszeitpunkt t und vom Alter des Betons bei Belastung τ abhängig.

$$\varepsilon_{cr}(t, \tau) = \varphi(t, \tau) \cdot \varepsilon_{el}(\tau) \quad [2.10]$$

mit

$$\varepsilon_{el}(\tau) = \sigma_c(\tau) / E_c(\tau)$$

Durch Zusammenfassen der Kriech- und der elastischen Verformung ergibt sich die lastabhängige Gesamtverformung des Betons zum Zeitpunkt t infolge Belastung zum Zeitpunkt τ zu:

$$\varepsilon_c(t, \tau) = \varepsilon_{el}(\tau) + \varepsilon_{cr}(t, \tau) = \varepsilon_{el}(\tau) \cdot [1 + \varphi(t, \tau)] = \sigma_c(\tau) \left[\frac{1}{E_c(\tau)} + \varphi(t, \tau) \cdot \frac{1}{E_c(\tau)} \right]. \quad [2.11]$$

Durch Einführung der Kriechfunktion

$$J(t, \tau) = \left[\frac{n(\tau) + \varphi(t, \tau)}{E_c(\tau)} \right] \quad [2.12]$$

ist folgende Schreibweise möglich:

$$\varepsilon_c(t, \tau) = \sigma_c(\tau) \cdot J(t, \tau). \quad [2.13]$$

Die Kriechfunktion $J(t, \tau)$ kann als zeitabhängige Einheitsverformung betrachtet werden. Sie stellt die Verformung infolge einer zum Zeitpunkt τ aufgebrachten Einheitsspannung $\sigma_c(\tau) = 1$ dar, wobei $E_c(\tau)$ hier einen konstanten E-Modul des Betons beschreibt. $n(\tau)$ gibt die „Alterungsfunktion“ für die elastische Verformung an. Wird angenommen, dass sich der Elastizitätsmodul mit der Zeit nicht verändert, wird $n(\tau) = 1$.

In [Wi3] werden Versuche zur Verformung und zum Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast durchgeführt. Es werden u.a. vier 7 Tage alte Betonproben (eingeschnürte Prismen) mit einer Festigkeit von etwa 20 N/mm² im Kurzzeitversuch, d.h. in den ersten Minuten bis zu einer Stunde nach Belastungsbeginn untersucht. Die Proben werden im linearen Kriechbereich mit etwa 30 % der Bruchlast belastet. Abbildung 2.15 zeigt die mit induktiven Messgebern gemessene Gesamtverformung ε_1 bei Belastung zum Zeitpunkt τ_1 und die daraus errechnete Kriechzahl φ . Die Messungen werden an zwei Proben darüber hinaus auf einen Zeitraum von etwa 30 Tagen ausgedehnt, um den weiteren Verlauf der Kriechverformungen zu verfolgen. Bereits nach 10 min unter konstanter Last stellt sich eine Kriechzahl von etwa 0,15 ein, die nach 60 Minuten mit etwa 0,30 schon doppelt so groß ist. Nach 30 Tagen sind die gemessenen Kriechverformungen der zwei Betonproben bereits größer als die anfänglichen elastischen Verformungen ($\varphi \cong 1,2$). Die Entlastung der Proben wird in [Wi3] nicht dokumentiert.

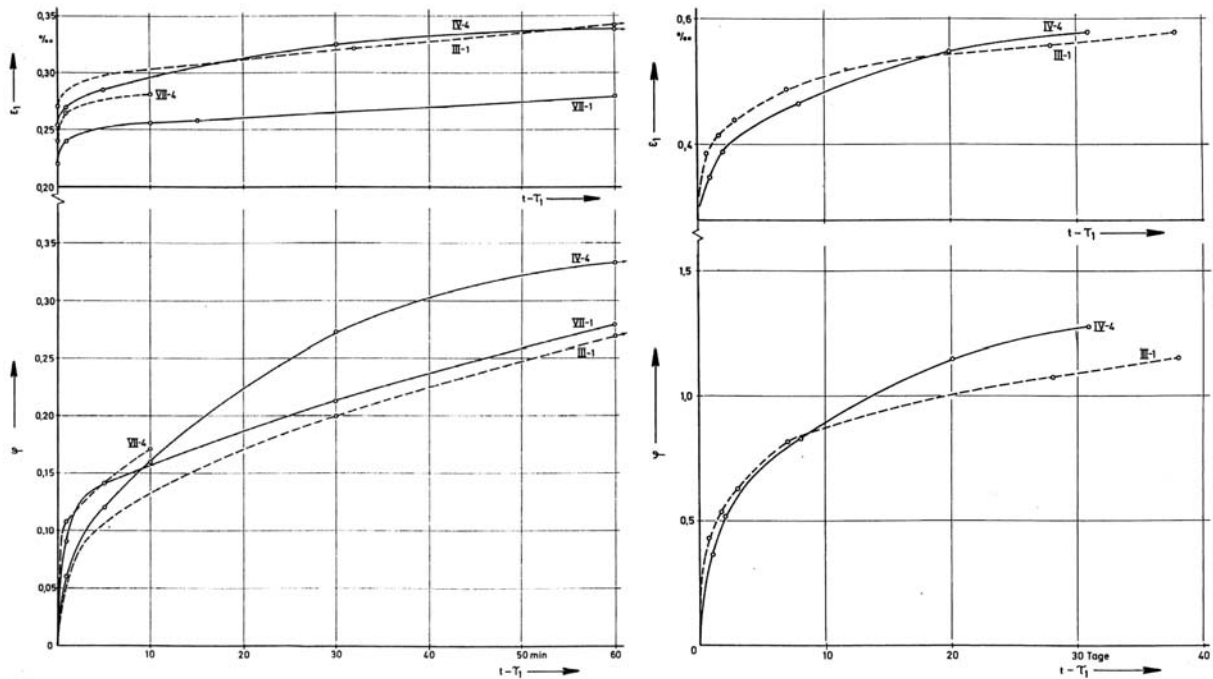


Abb. 2.15: Gesamtverformung und Kriechzahl von 4 Betonproben unter einer Dauerlast von $\sim 0,3 \cdot f_c = 20 \text{ N/mm}^2$ nach [Wi3]

In [Tr3] werden Kriech- und Relaxationsversuche an etwa 40 Jahre altem und bis dahin unbelastetem Beton zur Klärung der Größe und Art der raschen Anfangsverformungen bei sehr altem Beton durchgeführt. Die bei den Versuchen verwendeten Betonzylinder ($h/d = 30/15 \text{ cm}$) stammen aus den Anlagen des „Westwalls“ im Raum Aachen und waren dort ungeschützt der Witterung ausgesetzt. In den Kurzzeit-Kriechversuchen werden die vorgesehenen Druckspannungen von $0,1$, $0,3$ und $0,45 \cdot f_{cm}$ in $0,8$ Sekunden aufgebracht, 24 Stunden lang konstant gehalten und danach innerhalb von $1,1$ Sekunden wieder abgelassen. Die Formänderungen der Proben werden nach der Entlastung noch für drei Tage weiterverfolgt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der elastischen Verformungen des Be- und Entlastungsvorganges. Der Einfluss der zeitabhängigen Verformungen kann dabei durch die spezielle Versuchstechnik mit kurzfristigen Be- und Entlastungsvorgängen weitgehend ausgeschaltet werden. Es ergibt sich für den untersuchten Altbeton nach eintägiger Belastung ($0,3 f_{cm}$) eine Kriechzahl $\varphi_t = 0,2$. Etwa $1/3$ dieses Wertes ($\varphi_t = 0,07$) wird bereits nach zehn Minuten erreicht (Abbildung 2.16).

Nach der Entlastung kann ein erheblicher Rückgang der zuvor aufgetretenen zeitabhängigen Verformungen (Rückkriechen) beobachtet werden. Dieser Vorgang klingt während der Beobachtungszeit nahezu vollständig ab. Die Kriechverformung besteht hier etwa zur Hälfte aus verzögert elastischen Anteilen und irreversiblen Fließverformungen.

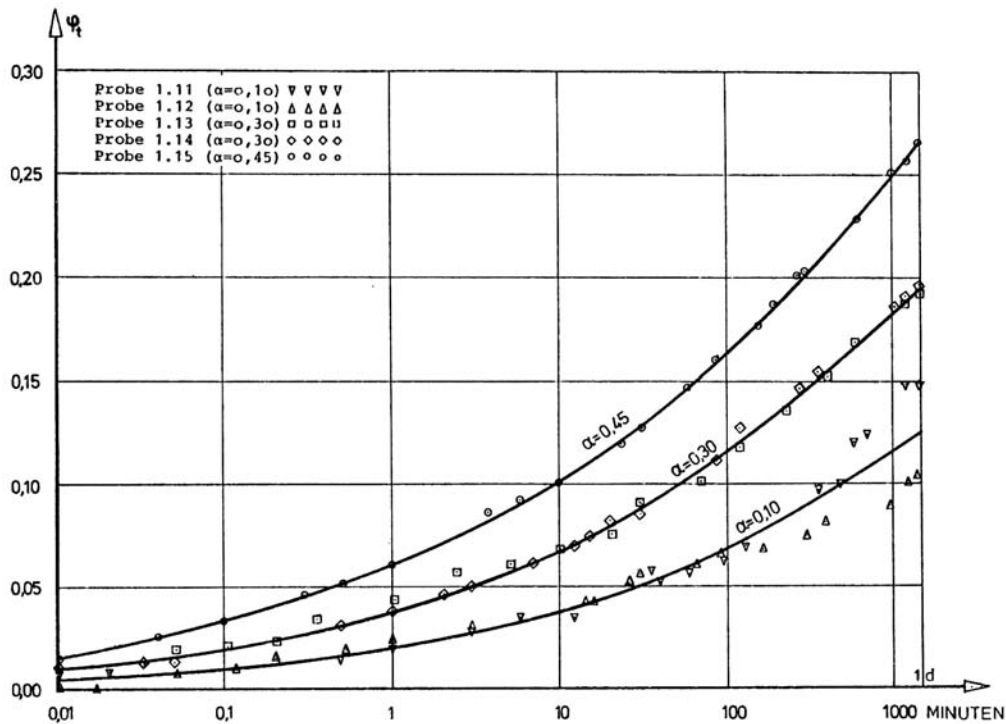


Abb. 2.16: Kriechverlauf von unterschiedlich hoch belasteten Altbetonproben während einer eintägigen Lasteinwirkung [Tr3]

Zur Vorhersage der zu erwartenden Kriechverformungen nach eintägiger Belastungsdauer werden in [Tr4] die Einflüsse aus der Zusammensetzung des Betons, dem Hydratationsgrad (Belastungsalter zwischen 3 und 300 Tagen) sowie des Belastungsgrades (0,1 bis 0,5) auf das Verformungsverhalten des Betons untersucht. Als Probekörper werden Zylinder mit $h/d = 30/15$ cm verwendet. Die Kriechspannung σ_0 wird innerhalb einer Sekunde aufgebracht und für die Zeitdauer von einem Tag konstant gehalten. Anschließend wird innerhalb einer Sekunde entlastet. Die Steigung der Sekante des Entlastungspfades der Spannungs-Dehnungslinie wird als Elastizitätsmodul definiert. Der Dehnungsunterschied zwischen Be- und Entlastung wird als bleibende Verformung dem Kriechen zugeordnet. Um die viskoelastische Komponente der eingetretenen Kriechverformung während der gesamten Belastungsdauer zu ermitteln, sind die Messungen noch für eine zur vollständigen Rückverformung als ausreichend angesehene Zeitdauer von drei Tagen fortgeführt worden. Die nach eintägiger Belastungsdauer vorhandene Kriechdehnung des Betons beträgt bereits 20 bis 25 % des zu erwartenden Endwertes. Rund 20 % des Endwertes nach einem Tag werden schon nach 10 Sekunden erreicht. Nach einer Stunde haben sich bereits über 50% der eintägigen Kriechverformungen eingestellt.

2.4.3 Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Verformungsverhalten

Eine umfangreiche Beschreibung der Versuche und Ergebnisse zum Kriechen bei veränderlicher Last, ist z.B. in [Rot] zu finden. Die Untersuchungen umfassen Belastungsalter von 7 bis 183 Tagen und Entlastungsalter von 28 bis 412 Tagen. Verschiedene Proben werden mit Vorbelastungen zwischen 12 und 30 % der vorhandenen Druckfestigkeit beansprucht. In allen Fällen stellt sich heraus, dass das beobachtete Rückkriechen nach der Entlastung geringer ist als die Zunahme der Kriechverformungen

nach Steigerung der Belastung um den gleichen Betrag. Je höher das Betonalter bei Entlastung bzw. je länger die Belastungsdauer vor der Entlastung ist, desto geringer ist das Verhältnis Kriecherholung/Kriechen. *Polivka* et al. [Pol] erkennt, dass eine Vorbelastung das Kriechverhalten bei späterer Laststeigerung beeinflusst. Je geringer das Niveau der Vorbelastung ist, desto höher ist das später zu erwartende Kriechmaß. Bei hohem Be- bzw. Entlastungsalter von beispielsweise 300 und 412 Tagen ist die Differenz zwischen dem Kriechen und Rückkriechen bei gleicher Spannungsänderung sehr gering. Die vergleichsweise geringere Kriechneigung vorbelasteter Proben wird auch als „spannungsabhängige Alterung“ bezeichnet. Soweit die Abnahme der Kriechneigung infolge Vorbelastung signifikant ist, kann sie als Folge der mit zunehmender Belastungsdauer abnehmenden Nichtlinearität gedeutet werden [Rot].

Dilger et al. [Dil] führen zur Beschreibung des Betonkriechens nach Entlastung eine von der Be- bzw. Entlastungsdauer ($t - t_0$) abhängige Beziehung ein, die die im Vergleich zum Belastungskriechen geringere Kriecherholung nach Entlastung um ein betragsgleiches Spannungsdekrement beschreibt. Für die verzögert elastische Rückverformung R gilt:

$$R = 0,6 + \frac{t - t_0}{40 + 3,2 \cdot (t - t_0)} \quad [t \text{ in d}] \quad [2.14]$$

Diese Beziehung geht allerdings für sehr kurze Zeiträume gegen 0,6 und ist deshalb für die Erfassung des kurzzeitigen Rückkriechens in dieser Form nicht geeignet. *Gamble* et al. [Gam] gehen für $(t - t_0) \leq 72 \text{ h}$ von einem Wert von $R = 0,76$ aus. *Mullick* [Mul] ermittelt für unterschiedliche Vorbelastungen mit Belastungsaltern von 7 bis 49 Tagen und Belastungsgraden bis zu 38 % einen mittleren Wert $R = 0,705$ für eine Entlastungsdauer von 3 Stunden. Mit zunehmender Belastungsdauer zwischen 3 und 70 Tagen wird eine Abnahme der verzögert elastischen Rückverformung nach 14 Tagen Entlastungsdauer von 0,92 auf 0,75 festgestellt. Diese Untersuchungen lassen zumindest den Schluss zu, dass bei kurzzeitiger Lasteinwirkung über 90 Prozent der Kriechverformungen reversibel sind. Eine zeitvariante analytische Beziehung wird in [Mul] nicht formuliert.

2.5 Analytische Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton

2.5.1 Allgemeines

Die Ermittlung eines Stoffgesetzes für Betone mit unterschiedlichen Struktureigenschaften bzw. Belastungsalter ist versuchstechnisch sehr aufwändig. Es werden meist empirische Zusammenhänge formuliert, die sich aus experimentellen Untersuchungen ableiten und die Beobachtungen möglichst genau wiedergeben. Bei der Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton wird im Allgemeinen zwischen Verformungen infolge Kurz- und Langzeitbeanspruchung unterschieden, wobei eine exakte Trennung aus mechanischer Sicht nicht möglich ist. Die in Abbildung 2.17 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Beziehung für uniaxiale Beanspruchung nach Grasser [Gr1] wird allgemein als Kurzzeit-Spannungs-Dehnungslinie bezeichnet. Sie leitet sich aus Versuchen mit einer Belastungsdauer von 20 min ab. Obwohl dieser Ansatz eine Zeitinvarianz suggeriert, ist er streng genommen nur für diese Belastungszeit gültig.

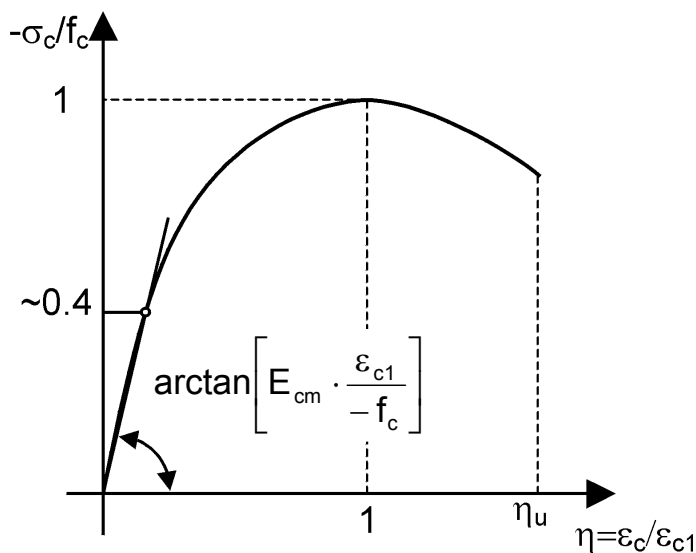


Abb. 2.17: „bezogene“ Arbeitslinie nach Grasser

Für die bezogene Betonspannung ergibt sich:

$$\left(\frac{-\sigma_c}{f_c} \right) = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad [2.15]$$

mit

$$k = -1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c} \quad \text{und} \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}.$$


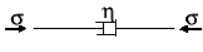
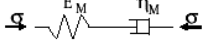
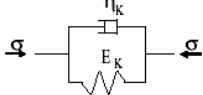
Dabei wird vom Ursprungs-Tangentenmodul ausgegangen, der sich aus dem 1,1-fachen des Sekantenmoduls bei etwa $0,4 \cdot (-\sigma_c/f_c)$ berechnet.

Die willkürlich gewählte Belastungszeit von 20 min beschreibt allerdings auch einen bestimmten (frühen) Zeitpunkt des Verformungsverhaltens von Beton unter Dauerlast und stellt somit nur eine Momentaufnahme einer sukzessiven Verformungszunahme dar [Str].

Das in Versuchen beobachtete Verformungsverhalten des Betons nach Entlastung kann mit diesem Modell nur eingeschränkt beschrieben werden.

Neben derartigen empirisch gefundenen Vorhersagen baut die mathematische Beschreibung des Formänderungsverhaltens von Beton im Wesentlichen auf den Zusammenhängen der klassischen Rheologie auf, die von *Bingham* und *Reiner* [Re1] begründet wurde. Um das zeitabhängige Dehnungsverhalten von Materialien zu beschreiben, führt die Rheologie sogenannte Idealkörper ein, z.B. die *Hooke'sche* Feder und den *Newton'schen* Dämpfer. Mit diesen auch als Federelement und Dämpfungselement bezeichneten Grundelementen und deren Kombinationen lassen sich die spezifischen Verformungseigenschaften Elastizität und Viskosität charakterisieren [Now]. Grundmodelle der Rheologie sind in Tabelle 2.1 zusammengefasst.

Tab. 2.1: Grundmodelle der Rheologie [Hil]

Name	Rheologisches Modell	$E = \text{const}$ und $\eta = \text{const}$	$E = E(t)$ und $\eta = \eta(t)$
Hooke-sche Feder		$\sigma = E \cdot \varepsilon$	$\frac{d\sigma}{dt} = \varepsilon \cdot \frac{dE}{dt}$
Newton-scher Dämpfer		$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}$	$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}$
Maxwell-element		$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_M} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{\eta_M} \cdot \sigma$	$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_M} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{\eta_M} \cdot \sigma$
Kelvin-element		$\frac{d\varepsilon}{dt} + \frac{E_K}{\eta_K} \cdot \varepsilon = \frac{1}{\eta_K} \cdot \sigma$	$\frac{d^2\varepsilon}{dt^2} + \frac{E_K + \frac{d\eta_K}{dt}}{\eta_K} \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{\eta_K} \cdot \frac{d\sigma}{dt}$

Es stellt sich daher die Frage, ob das in Versuchen beobachtete Verhalten des Betons mit Hilfe der durch die Rheologie zur Verfügung gestellten Elemente zufriedenstellend beschrieben werden kann. Eine mögliche Kombination von linear-elastischen *Hooke'schen* Federn und *Newton'schen* Dämpfern zur Beschreibung des Verformungsverhaltens des Betons stellt das so genannte *Burgers-Modell* (Abbildung 2.18) dar. Dies entspricht einer Reihenschaltung einer Maxwell- und einer Kelvin-Einheit. Wird das in Reihe geschaltete Dämpfungselement η_2 weggelassen, geht dieses Modell in das „Poynting-Thomson-Modell“ über. Hiermit können allerdings die nach Entlastung auftretenden irreversiblen Verformungen von Beton nicht beschrieben werden. Um die Übereinstimmung von Modell- und Materialverhalten zu optimieren, kann das Burgers-Modell durch Einfügen weiterer Federn sowie durch eine altersabhängige Definition der Steifigkeiten bzw. Viskositäten der Grundelemente noch verfeinert werden [Bo1, CEB1, Mue]. Das Spannungs-Dehnungs-verhalten von Beton lässt sich auch durch mehrere in Reihe geschaltete Kelvin-Einheiten darstellen [Tr1]. Eine weitere Möglichkeit ist die Parallelschaltung mehrerer Maxwell-Einheiten [Ba1].

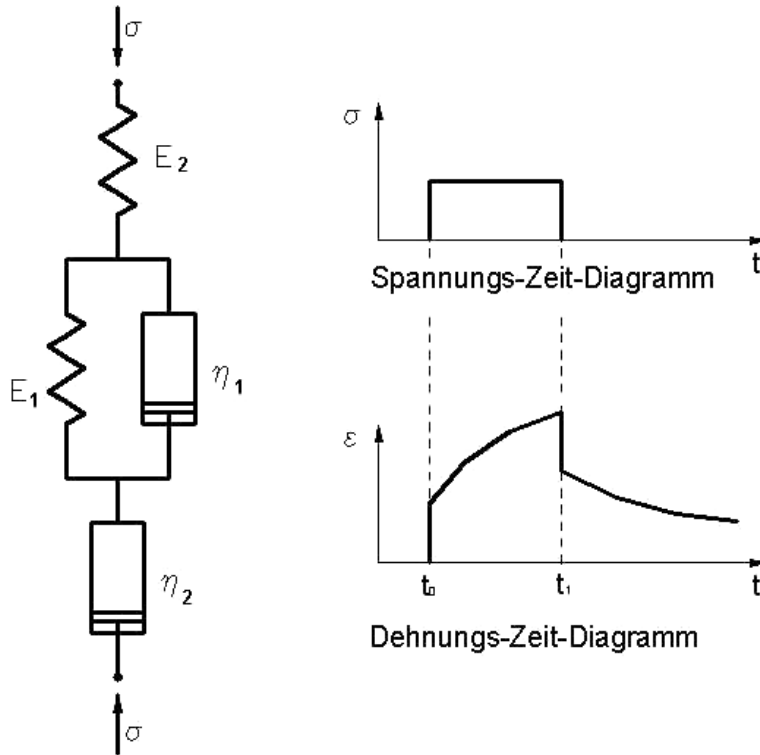


Abb. 2.18: Burgers-Modell zur Beschreibung des Betonkriechens

2.5.2 Elastizitätsmodul

Der E-Modul ist die bestimmende Größe für die Ermittlung der elastischen Dehnungen des Betons. Im Allgemeinen sind für den statischen E-Modul drei unterschiedliche Definitionen gebräuchlich (Abbildung 2.19). Er wird z. B. im Model Code 90 [CEB3] als Tangentenmodul im Ursprung E_{tg} oder im Eurocode 2 [DIN3] und DIN 1045-1 [DIN4] als Sekantenmodul E_{sek} definiert. Da die Spannungs-Dehnungslinie im uniaxialen Druckversuch einen nichtlinearen Verlauf aufweist, ist keine eindeutige Definition des Sekanten- bzw. Sehnenmoduls möglich. Eurocode 2 und DIN 1045-1 geben eine Näherung für den Sekantenmodul in der Form an, dass die betreffende Sehne durch die beiden Punkte $\sigma = 0$ und $\sigma = 0,4 \cdot f_c$ der σ - ε -Linie gelegt wird, wobei f_c die Druckfestigkeit unter monotoner Belastung bezeichnet. Eine weitere Möglichkeit den Elastizitätsmodul zu charakterisieren besteht darin, ihn aus dem Entlastungspfad der σ - ε -Linie zu bestimmen. Der so ermittelte Wert wird als Entlastungsmodul E_E bezeichnet. Im Falle einer Entlastung kann nach [CEB3] auch mit dem Tangentenmodul der Belastungskurve E_{tg} gerechnet werden. Er entspricht etwa dem Modul bei schneller Entlastung von einem niedrigen Lastniveau ($\sigma \cong 0,4 \cdot f_c$) [Koe]. Untersuchungen zur Entwicklung des Elastizitätsmoduls bzw. der Steifigkeitsdegradation bei niederzyklischer (low cycle) Beanspruchung sind ein wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit. Für weitere Ausführungen wird deshalb auf die Kapitel 3 und 4 verwiesen.

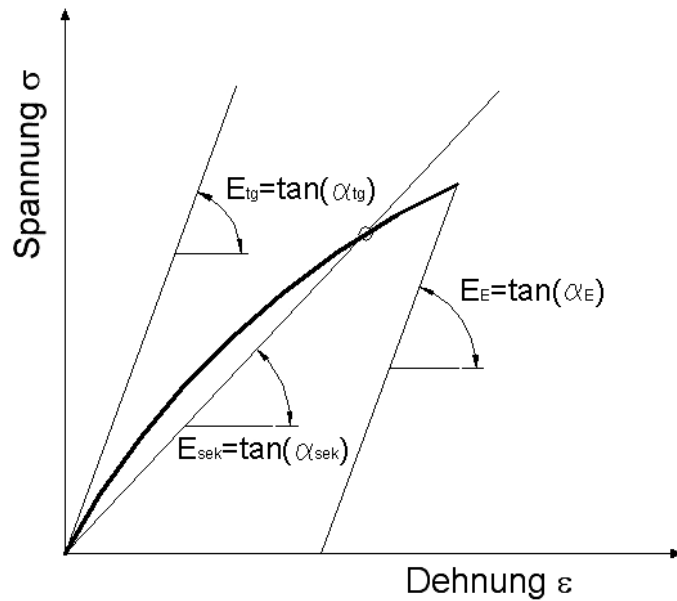


Abb. 2.19: Unterschiedliche Definitionen des statischen E-Moduls

Der E-Modul steigt mit wachsender Betonfestigkeit und nimmt mit fortschreitendem Betonalter zu. In [Ros] wurde diese Zunahme für Normalbeton untersucht. Das Ergebnis ist in Tabelle 2.1 dargestellt. Für sehr alten Beton tendiert der E-Modul gegen einen Endwert, so dass sich nur noch geringe Veränderungen einstellen. Es kann dann von einem zeitunabhängigen Elastizitätsmodul ausgegangen werden.

Tab. 2.1: Zunahme des E-Moduls für Normalbeton nach [Ros]

		Betalter t in Tagen		
		28	720	1400
bezogener statischer E-Modul	$\frac{E(t)}{E_{28}}$	1,00	1,12	1,16

Nach Model Code 90 [CEB3] wird die Zeitabhängigkeit des Druck-Elastizitätsmoduls analog der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit berücksichtigt, wobei davon ausgegangen wird, dass die Entwicklung des E-Moduls schneller als die der Druckfestigkeit abläuft.

$$E(t) = E_{28} \cdot \beta_E(t) \quad [2.16]$$

E_{28} ist der Elastizitätsmodul im Alter von 28 Tagen und $\beta_E(t)$ eine Funktion zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit infolge Nacherhärtung. Der Ansatz nach CEB-FIP Model Code 90 lautet dafür:

$$\beta_E(t) = \left[e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_T} \right)^{0,5} \right)} \right]^{0,5} \quad [2.17]$$

Dabei ist $s = 0,2 \dots 0,38$ ein Beiwert in Abhängigkeit von der verwendeten Zementart und t_r das wirksame Betonalter in Tagen, in dem ggf. der Temperatureinfluss berücksichtigt werden kann. Prinzipiell ist zu sagen, dass sich die Festigkeitsentwicklung umso schneller vollzieht, je höher die Endfestigkeit des Betons ist. Der Nacherhärtungseffekt, d.h. die Zunahme der Festigkeit nach 28 Tagen, verringert sich dabei. Dieser Effekt ist vor allem auf die Tatsache zurückzuführen, dass die bei der Herstellung von hochfesten Betonen verwendeten Zemente mit hoher Festigkeit zu einer schnelleren Festigkeitsentwicklung neigen.

Bažant gibt dagegen in [Ba7] für die Zeitabhängigkeit des E-Moduls eine hyperbolische Potenzfunktion in folgender Form an:

$$E(t) = E_{28} \cdot \left(\frac{t}{4 + 0,85 \cdot t} \right)^{0,5} \quad [2.18]$$

Der Anwendungsbereich der Beziehung nach *Bažant* ist wie jene nach Model Code 90 auf den Gebrauchsspannungsbereich (bis etwa $0,45 \cdot f_{cm}$) begrenzt. Ähnliche Ansätze zur zeitabhängigen Entwicklung der Druckfestigkeit im Zusammenhang mit der Bestimmung des E-Moduls sind u.a. noch bei *Branson* [Bra] bzw. in [ACI] und *Gardner* [Ga2] zu finden.

Die Zunahme des Elastizitätsmoduls mit steigender Betondruckfestigkeit wird nach EC 2 und DIN 1045-1 [DIN4] durch einen Zusammenhang zwischen dem Mittelwert des Sekantenmoduls $E_{sek,m}$ und dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit f_{cm} angegeben:

$$E_{sek,m} = 9500 \text{ N/mm}^2 \cdot (f_{cm})^{1/3} \quad [2.19]$$

Der Tangentenmodul E_{tg} im Alter von 28 Tagen lässt sich ebenfalls näherungsweise aus der Druckfestigkeit bestimmen. Aus dem Model Code 90 lässt sich folgende Beziehung ableiten:

$$E_{tg} = 21500 \text{ N/mm}^2 \cdot (f_{cm}/10)^{1/3} \quad [2.20]$$

Der Druck-Elastizitätsmodul wird von der Steifigkeit der Matrix und der Steifigkeit des Zuschlags (Dichte) beeinflusst. Steife Zuschläge wie z.B. Basalt behindern das Zementsteinkriechen stärker als weiche Zuschlagkörner wie z.B. Sandstein [Ru1]. Die erreichbare Steigerung der Druckfestigkeit durch Verminderung des Wasser-Zementwerts wird durch die Kornfestigkeit des Zuschlages begrenzt. Beispielsweise kann bei sonst gleicher Betonzusammensetzung durch die Verwendung von Basaltsplitt anstelle von Rheinkies eine um etwa 20 % höhere Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen erreicht werden. Der E-Modul des Betons erhöht sich dann bis zu etwa 30 %. Die mit Hilfe der Gleichungen [2.19] bzw. [2.20] ermittelten „statischen“ Werte können deshalb nur als Abschätzung angesehen werden, da die Streubreite der E-Moduln bei Betonen gleicher Festigkeit erheblich sein kann. Eine Korrektur ist zum Beispiel nach Model Code 90 durch Berücksichtigung der verschiedenen Zuschlagstoffe möglich. Eine Zusammenstellung von Ansätzen zur Bestimmung des E-Moduls, welche die Eigenschaften des Zementsteins und der Zuschlagstoffe sowie den Einfluss des Betonalters berücksichtigen, ist für Normalbeton z.B. in [Ham] und für hochfesten Beton beispielsweise in [Koe] zu finden.

Eine genauere Ermittlung des Elastizitätsmoduls von Beton ist demnach nur anhand von Versuchen möglich. Nach DIN 1048, Teil 5 [DIN2] ist der statische Druck-Elastizitätsmodul experimentell als Sehnensmodul zwischen einer Unterspannung von $\sigma_u = 0,5 \text{ N/mm}^2$ und der Oberspannung $\sigma_o = 1/3 \cdot f_c$ mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,5 \pm 0,2 \text{ N/(mm}^2 \cdot \text{s)}$ nach zweimaliger Be- und Entlastung bei der dritten Belastung und nach weiteren 30 s Standzeit zu bestimmen. Der E-Modul ergibt sich aus dem Quotient der Spannungsdifferenz und der zugehörigen Dehnungsdifferenz zwischen Punkt A und B (siehe Abbildung 2.20). In prEN 12390-3 [prEN] ist dagegen für die Ermittlung der Druckfestigkeit eine Belastungsgeschwindigkeit von $0,6 \pm 0,4 \text{ N/(mm}^2 \cdot \text{s)}$ vorgesehen.

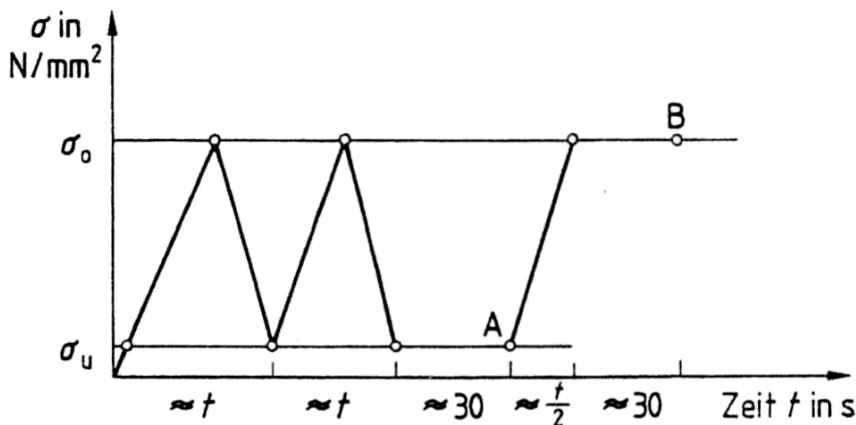


Abb. 2.20: Ermittlung des statischen Druck-Elastizitätsmoduls nach DIN 1048-5 (06.1991) [DIN2]

Der Ansatz von 30 s Standzeit bei der Ermittlung der Dehnung in Punkt B der Sehne erscheint für eine genauere Ermittlung des E-Moduls ungeeignet, da dadurch Kriechverformungen infolge σ_o in den E-Modul eingehen, welche kein Bestandteil der elastischen Verformungen sind. Für die Auswertung von Versuchsdaten mit beliebiger Unter- und Oberspannung erweist sich in diesem Zusammenhang folgender Alternativvorschlag zur Berechnung des E-Moduls bei Belastung als zweckmäßiger. Nach erfolgter mehrmaliger Be- und Entlastung einer Probe innerhalb der untersuchten Laststufe kann davon ausgegangen werden, dass während der nächsten Belastungsphase weitgehend nur noch elastisches Verhalten vorherrscht. Nach [Ra2] kann deshalb der Elastizitätsmodul während der Laststeigerung alternativ zwischen den Punkten 1 und 2 als Sekantenmodul bestimmt werden (siehe Abbildung 2.21).

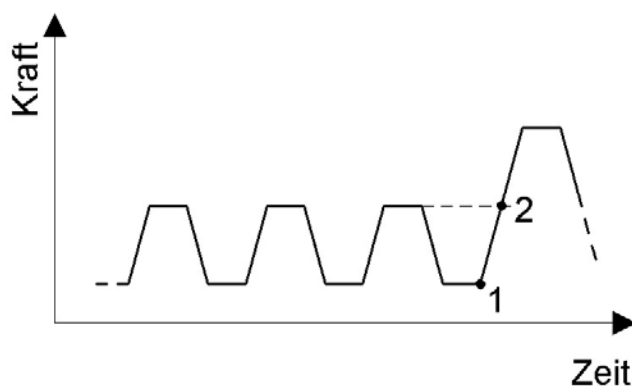


Abb. 2.21: Ermittlung des statischen Druck-Elastizitätsmoduls nach [Ra2]

Wird davon ausgegangen, dass die Zunahme der zeitabhängigen Dehnungen zwischen den Punkten 1 und 2 bei schneller Belastungsgeschwindigkeit sehr gering ist, kann diese Differenz vernachlässigt werden. Der Elastizitätsmodul E_c für die jeweilige Laststufe lässt sich nun im Unterschied zu [DIN2] mit Gleichung 2.21 bestimmen:

$$E_c = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} . \quad [2.21]$$

Möglich wäre auch, die Entwicklung des E-Moduls über alle Be- bzw. Entlastungspfade zu untersuchen. Auf die Ermittlung des Entlastungsmoduls E_E aus Versuchswerten wird im Kapitel 3, Abschnitt 3.1.1 weiter eingegangen.

Eine andere Möglichkeit zur Definition der elastischen Dehnung des Betons ist, sie über einen dynamischen Elastizitätsmodul zu beschreiben. Er lässt sich aus der Fortpflanzungsgeschwindigkeit oder den Resonanzerscheinungen der von Ultraschall erzeugten Longitudinal- und Transversalwellen berechnen. Dies hat allerdings den Nachteil, dass er wenig anschaulich und somit nicht praxisbezogen ist. Dieser Modul entspricht dem elastischen Verhalten unter einer unendlich kleinen und unendlich kurzen Zeit wirkenden Spannung. Da sich bei dieser Art der Beanspruchung auch die wassergefüllten Poren an der Lastaufnahme beteiligen, werden auf diesem Wege erkennbar vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons abhängige Werte ermittelt [Ru2].

2.5.3 Kriechfunktionen

Um das wie oben beschriebene in Kriechversuchen beobachtete viskose Verformungsverhalten zu erfassen, können verschiedene mathematische Formulierungen gewählt werden. Zur Berücksichtigung mehrerer Anteile der Kriechverformung lassen sich bei der Formulierung *linearer Stoffgesetze* für Beton grundlegend Produktansatz und Summationsansatz unterscheiden. Vereinfachend wird häufig von der dimensionslosen Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ ausgegangen. Der *Produktansatz* wird auch als affines Kriechen bezeichnet und kombiniert eine Alterungsfunktion mit einer Zeitverlaufsfunction:

$$\varphi(t, \tau) = [k_1(\tau) \cdot k_i] \cdot k_2(t - \tau). \quad [2.22]$$

Dieser Ansatz ist u.a. in [ACI] und [DIN3,4] zu finden.

Im *Summationsansatz* werden die Kriechanteile durch Addition zusammengesetzt:

$$\varphi(t, \tau) = k_1(t, \tau) + k_2(t, \tau). \quad [2.23]$$

Bei diesem Ansatz werden analog zur „Solidification Theory“ von Bažant et al. [Ba6] die reversiblen, visko-elastischen Verformungsanteile und visko-plastische Fließverformung alterungsabhängig formuliert. Diese aus mikrostrukturellen Betrachtungen heraus abgeleitete Theorie beruht auf dem Grundgedanken, dass der Alterungseffekt über den zeitabhängigen Volumenzuwachs des Anteils der Zementmatrix beschrieben werden kann. Das zeitabhängige Verhalten dieses Anteils kann analog zur klassischen Viskoelastizitätstheorie als alterungsunabhängig angenommen werden [Die]. Ein von Rüschi [Ru1] geprägter Ansatz dieser Art wird beispielsweise in DIN 4227 [DIN1] verwendet [Gl. 2.24].

$$\varphi(t, \tau) = k_1(t) - k_1(\tau) + k_2(t - \tau) \quad [2.24]$$

Eine ausführliche Diskussion linearer Ansätze für die Kriechfunktion des Betons findet sich z.B. bei Müller [Mu1]. Der zeitliche Verlauf wird u.a. mit Potenz-, Hyperbel-, Exponential- oder Logarithmusfunktionen und deren Kombination beschrieben.

Straub (1930) und *Shank* (1935) schlagen die *Potenzfunktion* zur Beschreibung des Betonkriechens vor. Diese Funktion besitzt keinen Endwert.

$$\varphi(t - \tau) = a \cdot (t - \tau)^b \quad [2.25]$$

Bažant [Ba2] erweitert den Ansatz in seinem „Double Power Law“ um ein weiteres Glied zu einer doppelten Potenzfunktion.

$$\varphi(t, \tau) = a \cdot (\tau)^b \cdot (t - \tau)^c \quad [2.26]$$

Ross (1937) und *Lorman* (1940) führen die *Hyperbelfunktion* zur Beschreibung des Betonkriechens ein. In ihrer allgemeinen Form lautet sie:

$$\varphi(t - \tau) = \varphi_\infty \cdot \frac{(t - \tau)}{a + (t - \tau)} \quad [2.27]$$

Die Hyperbelfunktion besitzt den Endwert φ_∞ . Diese Formulierung fand auch in der TGL 33 403 [TGL1] Eingang. Dort ist φ_∞ auch vom Erhärtungsgrad des Betons bzw. vom Alter abhängig.

Dischinger [Dis] verwendet eine *Exponentialfunktion*, um die Kriechdehnung von Beton zu beschreiben. Allgemein lässt sich diese Form angeben:

$$\varphi(t - \tau) = \varphi_\infty \cdot [1 - e^{-K(t, \tau)}]^d \quad [2.28]$$

Die Exponentialfunktion besitzt den Endwert $\varphi_\infty = \varphi(t_\infty, \tau)$. Die Funktion $K(t, \tau)$ kann den verschiedensten Ansätzen zur besseren Anpassung an Versuchswerte folgen. *Mörsch* schlägt folgenden Potenzansatz mit $d \neq 1$ für die Zeitdauer vor:

$$K(t, \tau) = [a \cdot (t - \tau)]^b \quad [2.29]$$

Mitzel & Pfefferle [Pfe] leiten aus rheologischen Überlegungen ähnliche Vorschläge ab:

$$K(t, \tau) = a \cdot (t - \tau)^b \quad \text{mit } d = 1. \quad [2.30]$$

Kajfasz und *Szulc* [Kaj] geben weitere Vorschläge für Funktionen in der folgenden Form an:

$$K(t, \tau) = a \cdot (t^b - \tau^b); \quad K(t, \tau) = a + b \cdot (t - \tau);$$

$$K(t, \tau) = a \cdot \log\left(\frac{t + \tau}{\tau}\right) + b; \quad K(t, \tau) = [a + b \cdot (t - \tau)] \cdot \frac{(t - \tau)}{c + (t - \tau)},$$

wobei a , b , c und d gegebenenfalls aus den Versuchsergebnissen abzuleitende Parameter sind. Zur Beschreibung des visko-elastischen Verformungsanteils wird z.B. in [Mu1] eine Summe von Exponentialfunktionen verwendet.

Die *Logarithmusfunktion* wird beispielsweise von *Hanson* [Han] angewandt und besitzt ebenfalls keinen Endwert. Sie beschreibt somit einen nicht endenden Verformungsprozess. Da der Logarithmus von $(t-\tau) = 0$ nicht definiert ist, wird zur Belastungszeit der Wert 1 addiert.

$$\varphi(t, \tau) = a \cdot \ln [1 + (t-\tau)] \quad [2.31]$$

Der konstante Faktor a ist ebenfalls aus Versuchen zu bestimmen.

In der heutigen Praxis werden häufig *Kombinationen* dieser Grundfunktionen angewandt. So findet zum Beispiel im CEB-FIP Model Code 90 [CEB2], dem EC 2 [DIN3] und in der DIN 1045-1 [DIN4] eine hyperbolische Potenzfunktion der folgenden Form Anwendung:

$$\varphi(t-\tau) = \varphi_{\infty} \cdot \left(\frac{(t-\tau)}{a + (t-\tau)} \right)^b \quad [2.32]$$

Basierend auf dem Ansatz von *Branson* findet beim ACI Committee [ACI] eine modifizierte Form der Hyperbelfunktion Eingang:

$$\varphi(t-\tau) = \varphi_{\infty} \cdot \left(\frac{(t-\tau)^b}{a + (t-\tau)^b} \right) \quad [2.33]$$

Hier besitzen die kombinierten hyperbolischen Potenzfunktionen den Endwert φ_{∞} .

Eine weitere Kombination liefert *L'Hermite* 1960. Darin wird eine Exponentialfunktion mit einer Logarithmusfunktion verknüpft.

$$\varphi(t-\tau) = \varphi_{\infty} \cdot [1 - e^{[a \cdot (t-\tau) - b \cdot \ln(1 + (t-\tau)/c)]}] \quad [2.34]$$

Bažant [Ba4] wählt einen anderen Weg und kombiniert eine Logarithmus- mit einer Potenzfunktion. Er kommt zu folgendem logarithmischen Doppelpotenzgesetz:

$$\varphi(t-\tau) = a \cdot \ln [1 + b \cdot (\tau)^{-d} \cdot (t-\tau)^c]. \quad [2.35]$$

Dieser Ansatz liefert einen Übergang von der Potenzkurve zu einer Geraden bei logarithmierter Kriechdauer.

2.5.4 Kriechtheorien

2.5.4.1 Theorie des Alterns (*Dischinger Ansatz*)

Dischinger [Dis] stellt in zwei richtungsweisenden Arbeiten ein erstes Stoffgesetz auf, das eine analytische Erfassung des Betonkriechens ermöglicht. Bei der so genannten Theorie des Alterns wird davon ausgegangen, dass die Kriechzahl φ nur vom Betonalter t und nicht vom Alter des Betons τ bei Belastungsbeginn abhängt. Bei Änderung der Belastung werden die anzusetzenden Kriechkurven durch vertikales Parallelverschieben der Ausgangskriechkurve gewonnen, welche auch als „*Whitney'sche Idealkurve*“ bezeichnet wird. Daraus lässt sich folgende Beziehung ableiten:

$$\varphi(t, \tau) = \varphi(t) - \varphi(\tau) \quad [2.36]$$

Das rheologische Modell entspricht dem einer Maxwell-Einheit mit konstanten Steifigkeiten (siehe Abbildung 2.22).

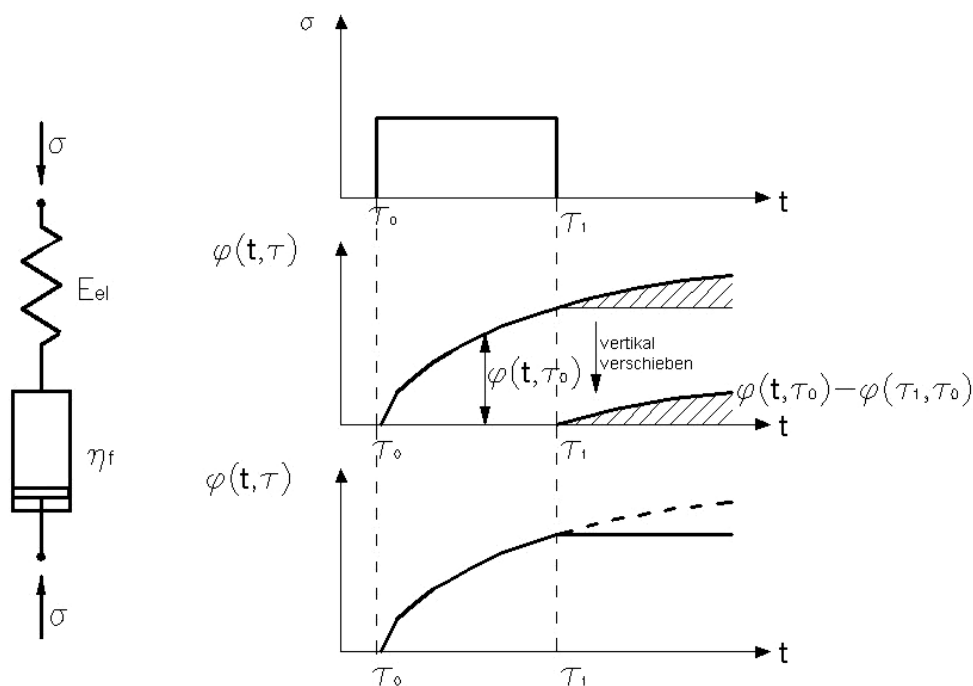


Abb. 2.22: Maxwell-Modell zur Beschreibung des Betonkriechens

Zwischen der Viskosität $\eta_f(t)$ und der Kriechzahl $\varphi(t)$ besteht folgender Zusammenhang [Hil]:

$$\varphi(t) = E_{el} \cdot \int \frac{1}{\eta_f(t)} \cdot dt. \quad [2.37]$$

Mit Hilfe der Gleichung [2.37] kann durch Substitution von $\eta_f(t)$ und $E_M = E_{el}$ die in Tabelle 2.1 angegebene Differentialgleichung in die Differentialgleichung von *Dischinger* überführt werden.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_{el}} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E_{el}} \cdot \frac{d\varphi}{dt} \quad [2.38]$$

Bei Berücksichtigung einer Alterung des E-Moduls, ist der Faktor $1/E_{el}$ im ersten Summanden in Gleichung [2.38] durch $\eta_f(t)/E_{el}$ zu ersetzen.

Dieser Ansatz unterschätzt jedoch die Kriechverformungen mit steigendem Belastungsalter. Bei sehr hohem Belastungsalter werden sie nahezu null. Es findet keine Kriecherholung statt, d.h. die Rückverformung nach einer Entlastung wird vollkommen vernachlässigt. Deshalb bleibt die Anwendung dieser Theorie auf solche Fälle beschränkt, bei denen die kriecherzeugenden Spannungen weitgehend konstant sind und zu einem frühen Zeitpunkt aufgetragen werden.

2.5.4.2 Theorie der elastischen Nachwirkung

Die Theorie der elastischen Nachwirkung sieht den Beton als nichtalterndes viskoelastisches Material an, d.h. die Kriechzahl φ ist nur von der Dauer des Kriechens $t-\tau$ und nicht vom Belastungsalter t abhängig.

$$\varphi(t, \tau) = \varphi(t-\tau) \quad [2.39]$$

Um Kriechkurven für verschiedene Belastungszeitpunkte $\tau_{1,2,\dots,n}$ zu ermitteln, kann grafisch gesehen die Anfangskriechkurven in Richtung der Zeitachse parallel verschoben werden. Daraus folgt, dass alle Kriechkurven für nacheinander eingetragene Belastungen dem selben Endwert zustreben. Nach der Entlastung geht die Verformung auf den Wert null zurück, d.h. die Kriechverformungen sind vollständig reversibel und können somit als verzögert-elastische Verformungen aufgefasst werden.

Als rheologisches Modell dient das *Poynting-Thomson-Modell* (siehe Abbildung 2.23), welches sich aus einer Kelvin-Einheit und einer in Reihe geschalteten *Hooke'schen* Feder ergibt. Die Beschreibung des Materialverhaltens entspricht damit der klassischen Theorie der linearen Viskoelastizität, bei der nur echte von der Zeit unabhängige Werkstoffkonstanten auftreten. Der Elastizitätsmodul des Betons wird über den gesamten Kriechzeitraum als konstant angenommen. Das Modell wird durch folgende Differentialgleichung beschrieben [Sc1]:

$$E_{el} \cdot E_v \cdot \varepsilon + E_{el} \cdot \eta_v \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma \cdot E_{el} + \sigma \cdot E_v + \eta_v \cdot \frac{d\sigma}{dt} \quad \text{bzw.} \quad [2.40]$$

$$E_v \cdot \varepsilon + \eta_v \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} = \sigma \cdot \left(1 + \frac{E_v}{E_{el}}\right) + \frac{\eta_v}{E_{el}} \cdot \frac{d\sigma}{dt} \quad [2.41]$$

Darin ist η_v der Viskositätsmodul, E_{el} der Elastizitätsmodul für die sich sofort einstellenden elastischen Dehnungen und E_v der Elastizitätsmodul für die verzögert elastischen Dehnungen.

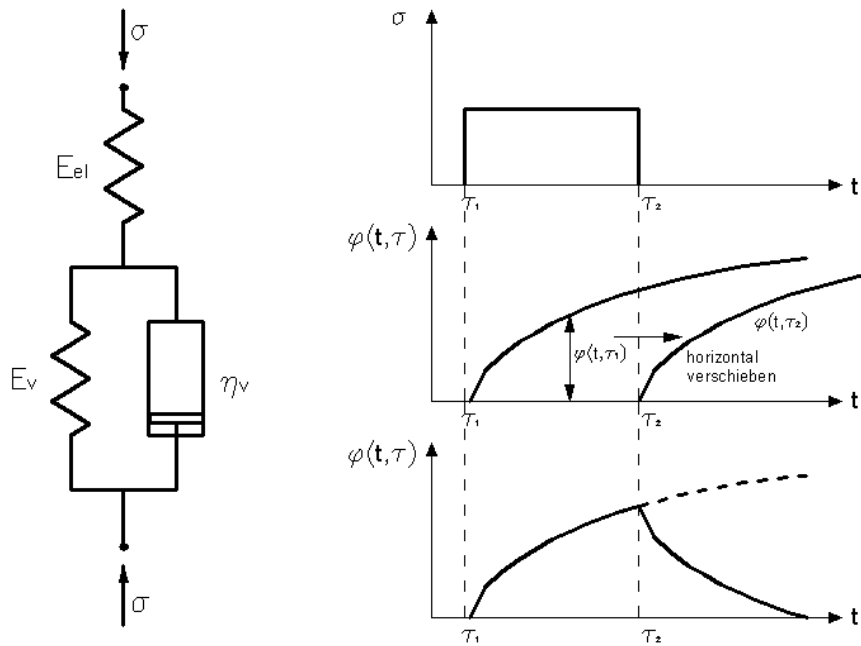


Abb. 2.23: Poynting-Thomson-Modell zur Beschreibung des Betonkriechens

Wird eine Einheitsspannung $\sigma(t_0) = 1$ aufgebracht, so ergibt sich:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_{el}} + \frac{\sigma_0}{E_v} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_v}{\eta_v} \cdot t} \right) = \frac{\sigma_0}{E_{el}} \cdot [1 + \varphi(t)] \quad [2.42]$$

mit der Kriechfunktion

$$\varphi(t) = \frac{E_{el}}{E_v} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_v}{\eta_v} \cdot t} \right). \quad [2.43]$$

Für eine praktische Berechnung können folgende Werte empfohlen werden:

$$E_v \cong \frac{1}{2} \cdot E_{el} \quad \text{und} \quad \eta_v \cong 10^6 \text{ Ns/m}^2.$$

Durch die Exponentialfunktion im Stoffgesetz, die für negative Werte sehr schnell gegen null strebt, erreicht die Verformungsänderung beim Kriechversuch sehr schnell kleine Werte. Die Kurven verlaufen frühzeitig nahezu horizontal.

2.5.4.3 Theorie des elastisch kriechenden Körpers

Die Theorie des Alterns und die Theorie der elastischen Nachwirkung stellen jeweils einen Sonderfall der Theorie des elastisch kriechenden Körpers dar. Während die Alterungstheorie keine Rückverformung des Betons zu beschreiben vermag, berücksichtigt die Theorie der elastischen Nachwirkung keinerlei bleibende Verformungen. Das in Versuchen beobachtete Betonverhalten liegt zwischen diesen beiden Extremen.

Es wird davon ausgegangen, dass die Kriechzahl und somit die Kriechfunktion sowohl vom Zeitpunkt des Belastungsbeginns τ als auch vom Betrachtungszeitpunkt t abhängt. Diese Annahme wird durch Versuchsergebnisse bestätigt. Die Größe der Kriechverformungen wird durch Vorbelastungen beeinflusst [Nev], d.h. die Annahme von „jungfräulichem“ Beton kann zu jedem Zeitpunkt einer Laständerung zu Abweichungen führen.

Folgender Ansatz, der auf einer additiven Verknüpfung von elastischer, visko-elastischer und plastischer Verformung (Fließanteil) basiert, wird als der erweiterte *Dischinger*-Ansatz bezeichnet. Der visko-elastische Anteil der Dehnung wird analog der Theorie der elastischen Nachwirkung ermittelt und ist somit unabhängig vom Betonalter bei Belastung. Der Fließanteil folgt der Theorie des Alterns. Die Kriechfunktion $J(t, \tau)$ wird durch die Beziehung

$$J(t, \tau) = 1/E(\tau) \cdot [1 + \varphi_v(t-\tau) + \varphi_f(t) - \varphi_f(\tau)] \quad [2.44]$$

beschrieben. Das rheologische Modell zeigt eine Kombination aus Maxwell- und Kelvin-Einheit in Form eines Burger-Modells. Im Gegensatz zum klassischen Burger-Modell ist jedoch die Dämpferkenngröße $\eta_2 = \eta_f$ keine Konstante, sondern eine Funktion des Belastungsalters τ . Stoffmechanisch betrachtet dieser Ansatz den Beton als eine lineare Flüssigkeit mit verzögerten (viskosen) und unverzögerten (*Hooke'schen*) Elastizitätseigenschaften.

Dieses Modell des Summationsansatzes wurde von *Rüsch* et al. [Ru2] ausführlich diskutiert und entspricht im Prinzip der Vorgehensweise zur Ermittlung der Kriechzahl φ nach DIN 4227 [DIN1]. Danach entwickelt sich die visko-elastische Verformung im Vergleich zum Fließanteil relativ schnell und erreicht bereits nach etwa 30 Tagen 50 % ihres Endwertes. Es wird davon ausgegangen, dass sich die verzögert elastische Verformung und das Fließen bei Belastung ebenso einstellen, wie sie nach einer Entlastung beobachtet werden können. Deshalb schlägt *Nielsen* [Nie] vereinfachend vor, diesen Anteil wie eine unmittelbar eintretende elastische Verformung aufzufassen. Damit wird φ_v zeitunabhängig und es folgt:

$$\varphi(t, \tau) = \varphi_v(t) + \varphi_f(t) - \varphi_f(\tau). \quad [2.45]$$

Hierbei ist der verzögert elastische Verformungsanteil nach der Theorie der elastischen Nachwirkung unabhängig vom Alter des Betons bei der Belastung und nur an die Belastungsdauer gebunden. Dem Fließanteil wird nach der „Alterungstheorie“ eine zeitvariant abnehmende Kriechwilligkeit unterstellt, die bei sehr hohem Betonalter gegen null strebt [Tr4].

Rüsch [Ru2] führt einige Versuche durch, um die Kriecherholung respektive die visko-elastische Verformung nach Entlastung zu beschreiben. Er leitet daraus folgende Funktion ab:

$$\varepsilon_{v-el}(t, \tau) = 0,4 \cdot \beta_v(t-\tau) \cdot \varepsilon_{el}. \quad [2.46]$$

Der Faktor $\beta_v(t-\tau)$ beschreibt den zeitlichen Verlauf der Kriecherholung.

Neuere Summationsansätze unterscheiden neben der visko-elastischen Verformung zusätzlich zwischen dem Grundkriechen von vor Trocknung geschütztem Beton und dem

darüber hinausgehenden Trocknungskriechen von trocknendem Beton. Ein Beispiel für einen solchen Ansatz ist das so genannte Revised Summation Model (RSM) [CEB2].

Arutyunyan [Aru] formuliert, ausgehend von der Theorie des verzögert elastischen Kriechens einen Ansatz, der die Endkriechzahl φ_{∞} nur vom Zeitpunkt der Belastung τ abhängig macht, während der zeitliche Verlauf des Kriechens als Funktion der Belastungsdauer $(t-\tau)$ aufgefasst wird. Damit lässt sich die Kriechfunktion als Produkt aus zwei unabhängigen Funktionen darstellen.

$$\varphi(t, \tau) = \varphi_{\infty}(\tau) \cdot \beta(t - \tau) \quad [2.47]$$

Nach Entlastung vermag dieser Ansatz durch die Alterungsfunktion sowohl irreversible als auch reversible Verformungen vorherzusagen, was dem tatsächlichen Verhalten des Betons entspricht. Das rheologische Modell für diese Theorie ist in Abbildung 2.24 dargestellt. Es entspricht einem modifizierten *Poynting-Thomson*-Modell. Ein wichtiger Unterschied zur klassischen alterungsunabhängigen Viskoelastizität besteht darin, dass sowohl der Dämpfer als auch die Feder der Kelvin-Einheit eine Funktion des Betonalters τ und somit alternd sind.

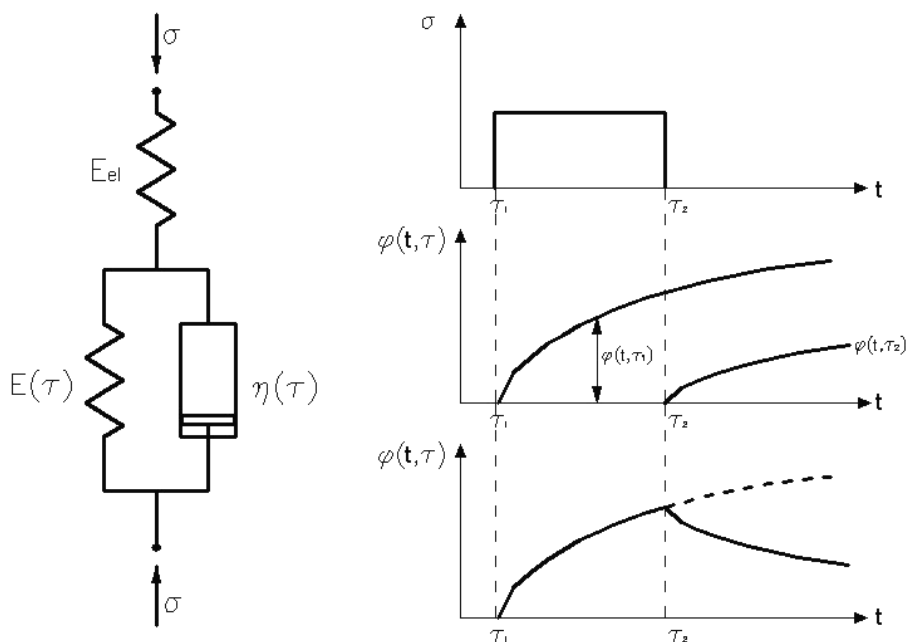


Abb. 2.24: Modifiziertes Poynting-Thomson-Modell zur Beschreibung des Betonkriechens

Dieses Modell des Produktansatzes entspricht im Prinzip der Vorgehensweise zur Ermittlung der Kriechzahl φ nach TGL 33 403 [TGL1], Model Code 90 [CEB3], EC 2 [DIN3], DIN 1045-1 [DIN4] und den Empfehlungen des ACI [ACI]. Danach ist die Kriechzahl φ als Produkt der Endkriechzahl φ_{∞} (Grundfließzahl) und der Verlaufsfunktion β zu ermitteln.

Weitere Erläuterungen zu den einzelnen Theorien sowie weitere Verfahren lassen sich bei *Hampe/Raue* [Ham], *Trost* [Tr1,2], *Šmerda* [Sme], *Bažant* [Ba1, Ba5], *Müller* [Mu1] und *Diener* [Die] finden. Danach besteht die Einschränkung des Summationsansatzes im Wesentlichen darin, dass die gleiche Zeitfunktion für den Einfluss des Betonalters und für den zeitlichen Verlauf der Fließverformung angesetzt wird. Damit wird der Einfluss des

Belastungsalters auf die Kriechverformung meist fehlerhaft abgeschätzt. Dagegen kann das Betonverhalten bei Entlastung durch den realitätsnahen Ansatz für die visko-elastische Verformung relativ gut beschrieben werden. Mit dem Produktansatz wird zwar der Einfluss der Alterung besser erfasst, allerdings wird das Rückkriechen nach Entlastung bei Anwendung des Superpositionsprinzips im Allgemeinen überschätzt [Hil]. Solange von linearen Kriechansätzen ausgegangen wird, können die Nachteile beider Ansätze zwar minimiert, jedoch nicht völlig ausgelöscht werden [Re2]. Da das nichtlineare Verformungsverhalten von Beton unter Belastung, wie oben beschrieben, auch wesentlich mit einer zunehmenden Mikrorissbildung zu begründen ist, ist der Begriff „Kriechen“, der im Sinne der klassischen Rheologie einen Fließvorgang beschreibt, streng genommen nur für einen Teil der Verformungen zutreffend.

2.5.5 Endkriechzahl

Mit steigender Belastungsdauer nimmt die Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ zu. Die Endkriechzahl φ_∞ gibt an, gegen welchen Endwert das Verhältnis von Kriechdehnung und elastischer Dehnung strebt. Im Bereich des linearen Kriechens ist die Kriechverformung proportional zur kriecherzeugenden Spannung, d.h. der Endwert der Kriechzahl bleibt von der Lastintensität unbeeinflusst. Ob das Kriechen jemals vollständig zum Stillstand kommt, bleibt bislang ungeklärt. Sicher ist jedoch, dass im Gebrauchsspannungsbereich die Kriechgeschwindigkeit nach einer Belastungsdauer von etwa 70 Jahren soweit abgenommen hat, dass nach weiteren 70 Jahren Dauerlast-Einwirkung die Kriechverformung um höchstens 5 % des 70-Jahreswertes zunimmt [Hil].

Es treten verschiedene stoffliche und herstellungsbedingte Faktoren auf, die Einfluss auf den zu erwartenden Endwert der Kriechzahl haben. Wesentlichen Einfluss hat das Betonalter zum Zeitpunkt der Lasteintragung. Je älter ein Beton ist, desto geringer ist seine Kriechwilligkeit. Weiterhin hängt die Endkriechzahl direkt vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons ab. Prinzipiell kann gesagt werden, dass bei feuchter Lagerung die Endkriechzahl kleiner als bei trockener Lagerung ist. Dies spiegelt sich auch im Verhältnis von Volumen zu Oberfläche des Betonkörpers wieder. Existiert eine große Oberfläche im Vergleich zum Volumen, so begünstigt das die Austrocknung und die Kriechwilligkeit nimmt zu.

Die stofflichen Einflussfaktoren sind im Besonderen der Wasser- und Zementgehalt. Die Endkriechzahl des Betons nimmt mit steigendem Wasser-Zement-Verhältnis zu. Sollen die Kriechverformungen möglichst klein gehalten werden, muss ein niedriger w/z-Wert angestrebt werden. Das Kriechen des Betons wird primär vom Zementstein bestimmt. Ein geringer Zementgehalt reduziert somit die Kriechwilligkeit. Weitere stoffliche Parameter sind beispielsweise die Art des Zements, die Art der Zuschlagstoffe und die Kornzusammensetzung. Diese haben einen geringeren Einfluss auf die Endkriechzahl als der Wasser- und Zementgehalt.

Die Art der Nachbehandlung und die Intensität der Verdichtung können ebenfalls das Kriechen beeinflussen. Sie zählen zu den herstellungstechnologischen Faktoren. Feucht nachbehandelte Betone weisen eine geringere Kriechverformung als rasch austrocknende Betone auf. Wärmebehandelte Betone zeigen ein geringeres Kriechen als normalerhärtete Betone, während autoklavierhärtete Betone eine noch geringere Kriechwilligkeit besitzen.

Wird angenommen, dass die einzelnen Einflussfaktoren unabhängig voneinander sind, kann die Endkriechzahl mit einem multiplikativen Modell beschreiben werden:

$$\varphi_{\infty}(\tau) = f_1 \cdot f_2 \cdot \dots \cdot f_n \cdot \varphi_{\text{Base}}. \quad [2.48]$$

Hier wird mit φ_{Base} ein Grundwert definiert. Die Parameter $f_{1...n}$ charakterisieren die einzelnen Einflussfaktoren. Auf dieser Formulierung basieren u.a. die Ansätze zur Ermittlung der Endkriechzahl φ_{∞} nach TGL 33 403 [TGL1] und Model Code 90 [CEB3].

2.5.6 Funktionsansätze zur Ermittlung der Kriechzahl

In DIN 1045-1 [DIN4] bzw. DAfStb Heft 525 [DIN5] wird auf der Grundlage des Eurocodes 2 bzw. des CEB-FIP Model Codes 1990 (MC 90) ein Berechnungsansatz zur Ermittlung der Kriechverformungen zu beliebigen Zeitpunkten und bei zeitvarianter Betonspannung angegeben. Dieser Ansatz ermöglicht eine einheitliche Betrachtung von Normal- und hochfestem Beton bis zu Zylinderdruckfestigkeiten von 100 N/mm². Dabei kann zur Vorhersage der Kriechzahl φ im linearen Kriechbereich von den im Folgenden dargestellten Beziehungen ausgegangen werden.

Das Berechnungsverfahren ist auf eine mittlere Temperatur von 20°C und einen Beton mit der mittleren Betondruckfestigkeit von 35 N/mm² normiert. Abweichende Umgebungstemperaturen können in einem Temperaturbereich von 0°C bis 80°C mit einem dem Reifegrad des Betons entsprechenden, modifizierten Betonalter erfasst werden.

Zur Beschreibung des zeitlichen Kriechverlaufs wird von einer Hyperbelfunktion ausgegangen. Der mittlere Variationskoeffizient dieser Kriechvorhersage kann auf der Grundlage von Versuchsergebnissen aus einer sehr umfangreichen Datenbank von Müller et al. [Mu3] mit etwa 27 % angegeben werden. Für den Kriechverlauf wird unter Anwendung der Theorie des elastisch kriechenden Körpers folgender Produktansatz angegeben:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{\infty}(t_0) \cdot \beta_c(t, t_0). \quad [2.49]$$

Hierin beschreibt φ_{∞} die Endkriechzahl und $\beta_c(t, t_0)$ den Zeitverlauf des Kriechens in Form einer hyperbolischen Potenzfunktion (für $t = \infty \rightarrow \beta_c = 1$)

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right)^{0,3} \quad [2.50]$$

mit

$(t - t_0)$ = Belastungsdauer in Tagen (normiert auf 1 Tag).

Der Faktor β_H berücksichtigt den Einfluss der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke des Querschnitts auf den Kriechverlauf. In den einzelnen Normen sind Beziehungen zur Abschätzung der wesentlichen Einflussparameter des Kriechens β_H sowie $f_{1...n}$ angegeben.

Im Folgenden wird für die Ermittlung des Endkriechwertes φ_{∞} das derzeit aktuellste Verfahren nach DIN 1045-1 [DIN4] vorgestellt. Es stellt speziell für den Bereich des

hochfesten Betons eine Verbesserung dar. Das Verfahren nach Model Code 90 bzw. Eurocode 2, Teil 1, gibt bei einer Extrapolation auf höhere Festigkeiten zu große Kriechzahlen und damit deutlich überschätzte Langzeitverformungen an. Aufgrund ihrer geringeren Porosität und der damit verbundenen höheren Steifigkeit der Zementsteinmatrix weisen höherfeste Betone ein deutlich geringeres Trocknungskriechen auf [Re2]. Zur Erweiterung des Eurocode-Ansatzes werden deshalb in DIN 1045-1 Anpassungsfaktoren in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit angegeben, die von *Müller* auf der Grundlage einer Versuchsdatenbank [Mu2] ermittelt wurden. Die einzelnen Anpassungsfaktoren sind auf eine mittlere Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 35 \text{ N/mm}^2$ normiert, für die sich die Beziehungen nach Eurocode 2 ergeben.

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \leq 1500 \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \quad [2.51]$$

mit:

RH relative Feuchte der Umgebung in [%]

$h_0 = 2 \cdot A_c/u$ = wirksame Bauteildicke in [mm]

A_c Beton-Querschnittsfläche

u der Austrocknung bzw. der Luft ausgesetzter Teil des Querschnittsumfangs

f_{cm} mittlere Zylinderruckfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen in [N/mm^2].

Die Endkriechzahl φ_∞ berechnet sich aus der Grundkriechzahl φ_{RH} und davon unabhängiger Einflussfaktoren zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit f_{cm} und des Betonalters t_0 bei Belastungsbeginn.

$$\varphi_\infty = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad [2.52]$$

$$\varphi_\infty = \left(1 + \frac{1-RH/100}{0,10 \cdot h_0^{1/3}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7}\right) \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{16,8}{f_{cm}^{1/2}}\right) \cdot \left(\frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}\right) \quad [2.53]$$

φ_{RH} beschreibt den Einfluss der relativen Luftfeuchte und der wirksamen Bauteildicke, welche das Austrocknungsvermögen des Betons charakterisieren. Der Einfluss der Körpertiefe nimmt mit steigender Luftfeuchte ab und verschwindet sogar bei einer relativen Luftfeuchte von 100 %. Damit wird der Einfluss der Trocknung auf das Kriechen, zumindest in seiner Tendenz, richtig berücksichtigt. Die Druckfestigkeit f_{cm} ist in diesem Verfahren gewissermaßen als eine integrale Größe zu interpretieren, mit welcher der Einfluss des w/z-Wertes respektive der Porenstruktur des Betons auf die Kriechverformung indirekt erfasst wird. Mit steigender Betondruckfestigkeit sinkt das Porenvolumen, womit der Einfluss des Trocknungskriechens bzw. der relativen Luftfeuchte an der gesamten Kriechverformung reduziert wird. Der Zeitpunkt der Lasteintragung ist durch eine hyperbolische Alterungsfunktion gekennzeichnet.

In Abbildung 2.25 ist die dreidimensionale Kriechzahlfunktion $\varphi(t, t_0)$ für Beton unter Dauerlast nach DIN 1045-1 dargestellt. Sie beschreibt die auf die elastische Verformung bezogene Kriechverformung $\varepsilon_{cr}(t, \tau)$, die sich vom Beginn der Lasteintragung $\tau = t_0$ bis zum Betrachtungszeitpunkt t einstellt. Es ist deutlich die abnehmende Kriechwilligkeit/-fähigkeit

des Betons bei zunehmendem Betonalter τ bei Lasteintragung zu erkennen. Die Funktion $\varphi(\tau=t_0)$ ist monoton fallend, während $\varphi(t)$ eine monoton wachsende Funktion darstellt.

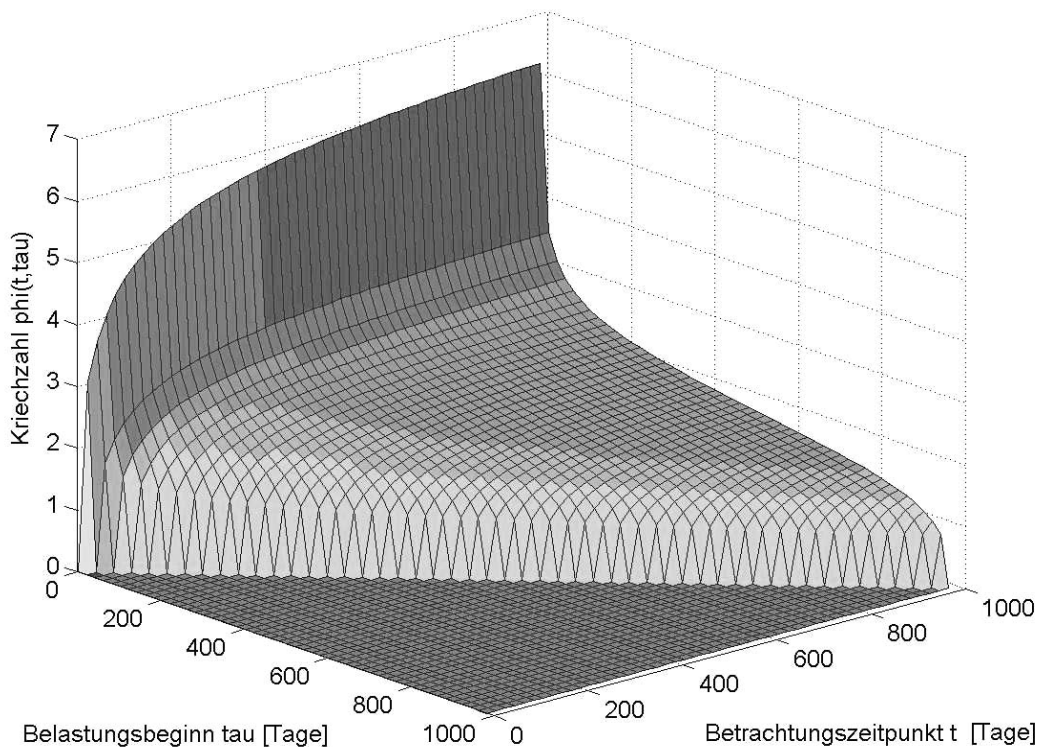


Abb. 2.25: 3D-Kriechzahlfunktion für Beton unter Dauerlast nach DIN 1045–1 (lineares Kriechen) Randbedingungen: $f_{cm} = 40 \text{ N/mm}^2$, $RH = 50 \%$, $h_0 = 150 \text{ mm}$, $T = 20^\circ\text{C}$

Die „Langzeittauglichkeit“ des Verfahrens nach Model Code 90 bzw. DIN 1045–1 ist bereits bekannt. Ergänzend wäre noch die Eignung insbesondere der Hyperbelfunktion für sehr kurze Kriechzeiträume zu untersuchen. Für die Nachrechnung von Versuchsergebnissen, insbesondere Kriechversuchen an jungem Beton ist es jedoch zweckmäßiger, anstelle des 28-Tage Wertes f_{cm} , den beim Bruch der untersuchten Probe vorherrschenden Spannungswert f_c unter monotoner bzw. f_c^* unter zyklischer Belastung zu verwenden.

Aus der Vielzahl weiterer existierender Ansätze zur Ermittlung der Kriechzahl seien an dieser Stelle nur einige genannt. Dafür wird auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen. Neben den Verfahren nach DIN 4227 [DIN1] und dem Produktansatz des ACI [ACI] wird von *Bažant/Kim* [Ba7,8] ein sehr umfangreiches Verfahren angegeben. Darin werden die Anteile für Grund- und Trocknungskriechen unterschieden. Eine ausführliche Darstellung dieses Summationsansatzes ist u.a. bei *Diener* [Die] zu finden. Anhand umfangreicher Auswertungen von Kriechversuchen in [Mu1] entwickelte *Müller* einen erweiterten Summationsansatz aus verzögert elastischer Verformung und Grund- und Trocknungsfließen. Dieser Ansatz stellt eine spannungslineare Kelvinreihe mit alternierenden Materialparametern dar. Das Grundfließen hängt linear von der kriecherzeugenden Spannung ab und strebt im Gegensatz zum Trocknungsfließen keinem Endwert entgegen. Das irreversible Trocknungsfließen wird durch eine nichtlineare Abhängigkeit vom Belastungsgrad beschrieben.

2.5.7 Nichtlineares Kriechen

2.5.7.1 Allgemeines

Liegen die Spannungen über dem so genannten Gebrauchslastbereich, so wachsen die Dehnungen überproportional an. Dieser Effekt ist vor allem auf eine zunehmende Mikrorissbildung des Betons zurückzuführen, die eine Beschleunigung der Kriechdehnung bewirkt. Die Nichtberücksichtigung dieser Nichtlinearität führt in Abhängigkeit vom Spannungsniveau zu einer deutlichen Unterschätzung der zeitabhängigen Verformungen (Abbildung 2.26). Dies erfordert eine spannungsabhängige Formulierung der Kriechzahl φ .

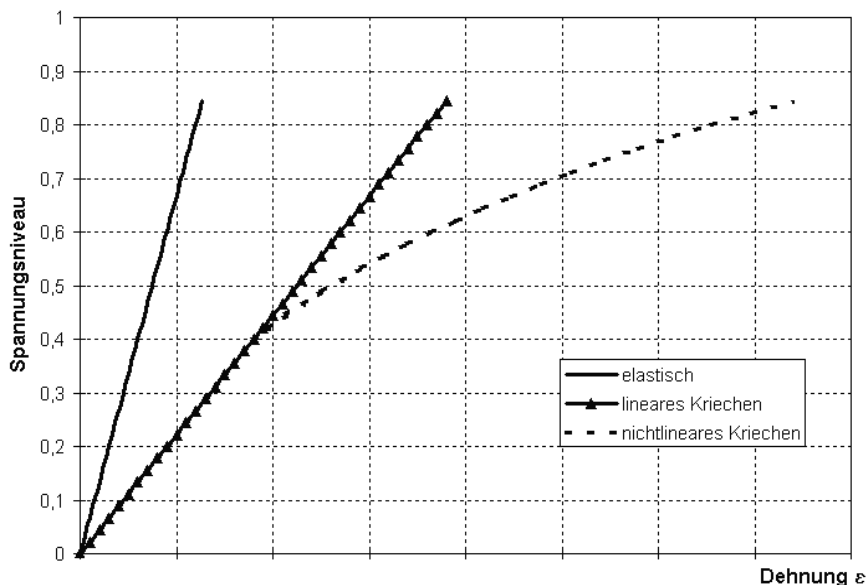


Abb. 2.26: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Dauerlast nach [Re2]

Üblicherweise wird ein Bereich festgelegt, innerhalb dessen Linearität angenommen wird. Notwendigerweise muss der Punkt, ab dem die Nichtlinearität auftreten soll, als eine Art Proportionalitätsgrenze für die Kriechdehnung definiert werden. Über die Höhe dieser Proportionalitätsgrenze herrscht keine einheitliche Auffassung. Während der Model Code 90 bzw. der Eurocode 2 und die DIN 1045-1 einen Wert von $0,4 \cdot f_{cm}$ angeben, rechnen beispielsweise *Grasser/Kraemer* [Gr2] sowie *Gamble* und *Thomass* [Gam] mit einem Belastungsgrad von 25 % und *Rottler* [Rot] mit 20 %. *Freudenthal* bzw. *Nielsens* gehen bereits ab $\sigma_c = 0$ von einem nichtlinearen Kriechen aus (siehe dazu *Alda* [Ald] und *Diener* [Die]).

Die Erhöhung der linearen Kriechzahl mit einem vom Spannungsniveau abhängigen, empirisch gefundenen Überproportionalitätsfaktor $F(\sigma_c)$ (auch Nichtlinearitätsfaktor oder Kriechzahlerhöhungsfaktor) ist die am häufigsten angewandte Methode. Eine sehr ausführliche Gegenüberstellung der Kriechzahlerhöhungsfaktoren nach CEB-FIP MC 90/EC 2, *Bažant/Prasannan* [Ba6] bzw. *Bažant/Kim* [Ba7] und *Grasser/Krämer* sowie weiterer Verfahren ist in [Die] dargelegt. Das Verfahren nach *Grasser/Krämer* gibt keine analytischen Beziehungen für die Kriechzahlerhöhungsfaktoren an. Darüber hinaus geht dieses Verfahren (wie auch [Rot]) von einem Überproportionalitätsfaktor aus, der neben dem Belastungsgrad auch von der Belastungsdauer abhängig ist. Ein neuerer derartiger empirischer Nichtlinearitätsindex ist u.a. auch in *Krüger* und *Schmidt* [Kru] zu finden. *Diener* leitet in [Die]

für das Verfahren nach *Grasser/Krämer* auf empirische Weise eine analytische Beziehung ab, die jedoch auch Mängel aufweist. Für sehr kurze Belastungszeiten im Sekundenbereich tendiert der dort verwendete Exponent $(t-\tau \text{ [in d]})^{-0,5}$ gegen unendlich und führt damit zu einer erheblichen Überschätzung der Nichtlinearität in diesem Bereich. Ein Nichtlinearitätsfaktor, der nur vom Spannungsniveau abhängt, kann tertiäres Kriechen zumindest nur eingeschränkt beschreiben.

Shen [She] schlägt im Gegensatz dazu eine Erweiterung der klassischen Rheologie zur Beschreibung des Betonkriechens vor. Er verwendet ein modifiziertes Poynting-Thomson-Modell mit zeitunabhängigen nichtlinearen Federn. Lediglich die Viskosität des Dämpfers wird in Abhängigkeit der Zeit und des Belastungsgrades formuliert. Die Anpassung des Stoffgesetzes an das ausgeprägt zeitabhängige Verformungsverhalten des untersuchten Betons erfolgt durch die Zunahme der Viskosität des Dämpfers mit der Belastungsdauer. Das Verfahren ist nach [Rot] zur Beschreibung des Kriechverhaltens bei Entlastung (Rückkriechen) ungeeignet. Ursachen dafür sind die zeitunabhängigen Kennwerte der nichtlinearen Federn sowie die fehlende Kenntnis deren Elastizitätsmoduln zum Zeitpunkt der Entlastung. Die Formulierungen sind darüber hinaus nur unter den gewählten Versuchsrandbedingungen (Versuchsdauer 5 bis 14 Tage, Belastungsalter mindestens 2 Monate) gültig. Als Stoffgesetz für z.B. jüngere oder kürzer belastete Betone sind diese Beziehungen auch nach [Ba9] ungeeignet.

Die folgenden Ausführungen beschränken sich auf die beiden erstgenannten Verfahren, da für die Untersuchungen des Kurzzeitkriechens keine Erfassung des tertiären Kriechens und somit keine Verwendung eines zeitabhängigen Nichtlinearitätsfaktors erforderlich ist.

Für die nichtlineare Kriechfunktion mit konstanter Nichtlinearität über den gesamten Belastungszeitraum gilt die Beziehung:

$$J(\sigma_c, t, \tau) = E_c(\tau)^{-1} \cdot [n(\tau) + F(\sigma_c) \cdot \varphi(t, \tau)]. \quad [2.54]$$

$E_c(\tau)^{-1}$ beschreibt für die jeweilige aufgebrachte Einheitsspannung $\sigma_c = 1$ die unmittelbar bei Belastungsbeginn eintretende elastische Verformung. Sie kann auch aus Versuchsergebnissen gewonnen werden.

2.5.7.2 Verfahren nach CEB-FIP Model Code 90/Eurocode 2

Im Model Code 90 [CEB3] bzw. im Eurocode 2 Teil 1-3 (Fertigteile) [DIN3] wird für den Einfluss hoher Spannungen im Bereich von etwa $0,4 \cdot f_{cm}(t_0) < |\sigma_c| \leq 0,6 \cdot f_{cm}(t_0)$ ein korrigierter Ansatz für die Kriechzahl in folgender Form angegeben:

$$\varphi_k = \varphi \cdot F(\sigma_c). \quad [2.55]$$

$F(\sigma_c)$ beschreibt den Nichtlinearitätsfaktor in Form einer Exponentialfunktion:

$$\begin{aligned} F(\sigma_c) &= 1 && \text{für } k_\sigma \leq 0,4 \\ F(\sigma_c) &= e^{\alpha_\sigma \cdot (k_\sigma - 0,4)} && \text{für } 0,4 < k_\sigma \leq 0,6 \end{aligned} \quad [2.56]$$

φ_k

ist die nichtlineare Kriechzahl

 $\alpha_\sigma = 1,5 \dots 0,5$ $k_\sigma = |\sigma_c|/f_{cm}(t_0)$

ist das Spannungsniveau.

Mit $f_{cm}(t_0)$ wird hier nicht die mittlere 28-Tage-Druckfestigkeit verstanden, sondern die mittlere Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstbelastung t_0 .

Nach Model Code 90 kann der Faktor α_σ für Schwerbeton, dicke Bauteile und für sehr hohe relative Luftfeuchtigkeiten bis auf einen Wert von 0,5 absinken. Die Funktion $F(\sigma_c)$ ist in Abbildung 2.27 dargestellt. Im Bereich $0,4 < k_\sigma \leq 0,6$ zeigt sich ein nahezu linearer Verlauf für den Überproportionalitätsfaktor. Nach Eurocode 2 Teil 1-3 und DAfStb Heft 525 [DIN5] liegt die Proportionalitätsgrenze bei $k_\sigma \leq 0,45$. Darüber hinaus wird in [DIN5] nicht mit dem Mittelwert f_{cm} , sondern mit dem charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstbelastung t_0 , also $f_{ck}(t_0)$ gerechnet. Nach DAfStb Heft 525 sind verzögert-elastische Rückdehnungen bis zu einer vollständigen Entlastung linear von der Spannung abhängig.

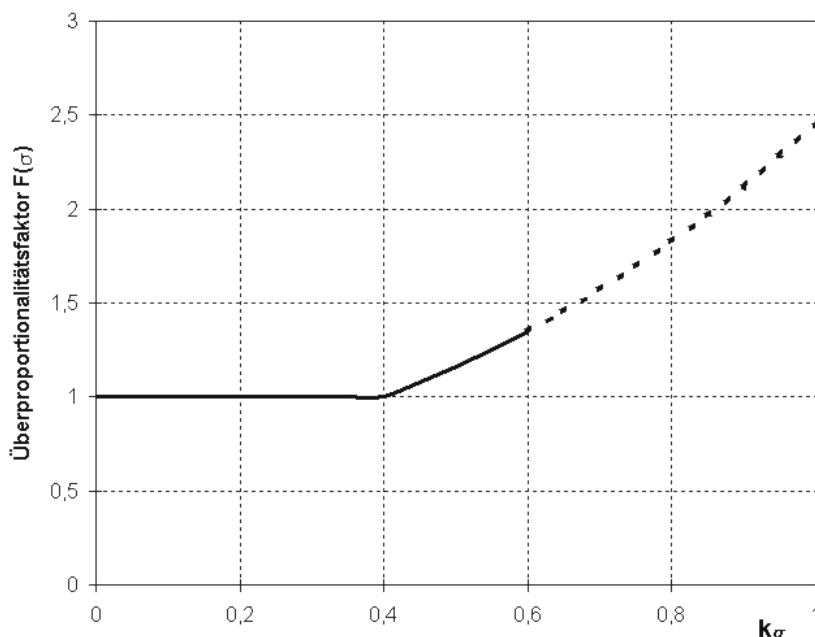


Abb. 2.27: Kriechzahlerhöhungsfaktor nach Model Code 90 / EC 2

2.5.7.3 Verfahren nach *Bažant/Prasannan* bzw. *Bažant/Kim*

Einen anderen empirischen Ansatz für einen Kriechzahlerhöhungsfaktor schlagen *Bažant/Prasannan* [Ba6] vor:

$$F(\sigma_c) = \frac{1 + s^2}{1 - \Omega} \quad [2.57]$$

wobei s das aktuelle Spannungsniveau widerspiegelt:

$$s = \sigma_c / f_c \quad \text{und} \quad \Omega = s^{10}. \quad [2.57.1]$$

Der Parameter Ω beschreibt hier eine zunehmende Schädigung des Betons durch Mikrorissbildung bei hohen Spannungen ($\Omega \cong 0$ für $s \leq 0,6$).

Es ist ersichtlich, dass bei zunehmender Betonspannung der Kriechzahlerhöhungsfaktor gegen ∞ strebt, da Ω gegen 1 tendiert. Die Funktion $F(\sigma_c)$ ist in Abbildung 2.28 dargestellt.

Eine Modifikation erfährt Gleichung [2.57] durch *Bažant/Kim* [Ba7], wo der Überproportionalitätsfaktor mit

$$F(\sigma_c) = \frac{1 + 3 \cdot s^5}{1 - \Omega} \quad [2.58]$$

angegeben wird. Die Funktionswerte liegen hier für hohe Spannungen deutlich über denen aus Gleichung [2.57] (vgl. Abbildungen 2.28 und 2.29).

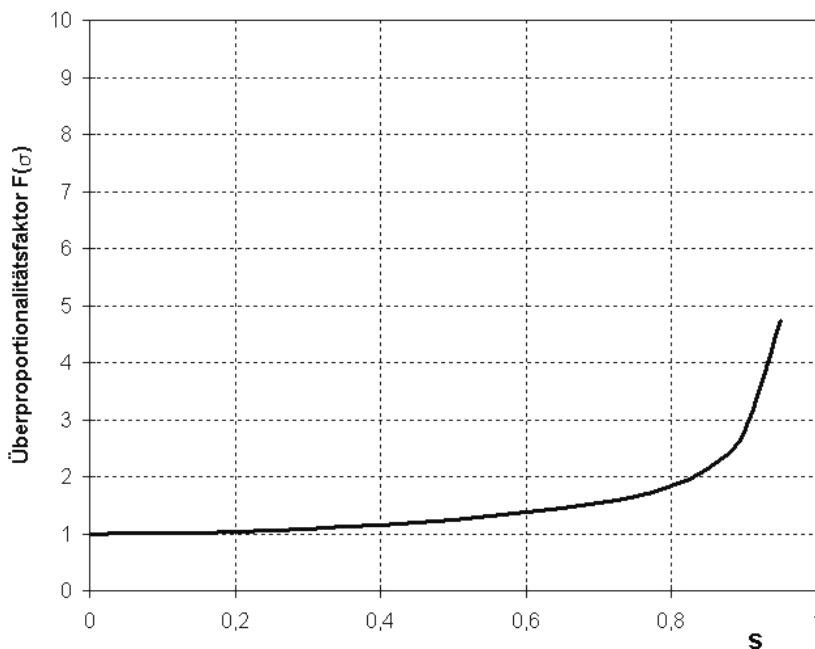


Abb. 2.28: Kriechzahlerhöhungsfaktor nach *Bažant/Prasannan*

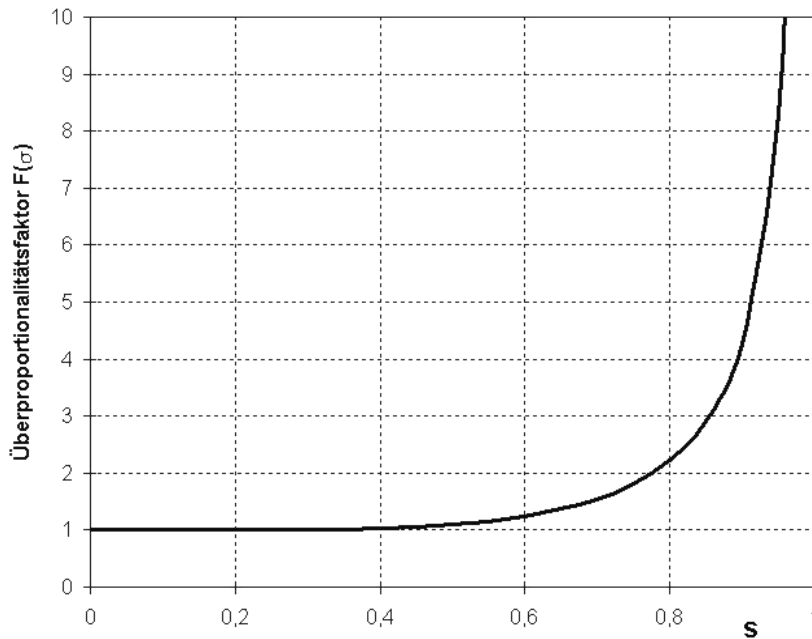


Abb. 2.29: Kriechzahlerhöhungsfaktor nach *Bažant/Kim*

2.6 Vorhersageverfahren zur Bestimmung zeitvarianter Betondehnungen

2.6.1 Allgemeines

Eine grundlegende Annahme der Vielzahl von Verfahren zur Abschätzung der Auswirkungen des Kriechens ist die Annahme einer Kriechzahl $\phi(t, \tau)$ bzw. Kriechfunktion $J(t, \tau)$, die unabhängig vom jeweiligen Belastungsgrad bestimmt werden kann. Die älteste und am einfachsten zu handhabende Methode ist, das zeitabhängige Verformungsverhalten des Betons mit einem von der Kriechzahl ϕ abhängigen reduzierten E-Modul $E_{c,eff}$ zu beschreiben.

$$E_{c,eff} = \frac{1}{J(t, \tau)} = \frac{E_{el}}{1 + \phi(t, \tau)} \quad [2.59]$$

$$\varepsilon(t) = \sigma_c(t) / E_{c,eff} \quad [2.60]$$

Die Anwendung dieser Beziehung ist allerdings auf den Bereich langzeitiger Lastwirkungen ohne Entlastung bzw. Spannungsgeschichte beschränkt. Die Deformation zum Betrachtungszeitpunkt t hängt nur von der aktuellen Spannung σ_c ab.

2.6.2 Superpositionsprinzip nach *Boltzmann*

Unter der Bedingung des linearen Kriechens, d.h. dass die Kriechverformungen proportional zur kriecherzeugenden Spannung sind, kann das Prinzip der Superposition für linear viskoelastische Werkstoffe nach *Boltzmann* für den Beton angewendet werden. In Erweiterung zum Superpositionsprinzip für linear elastische Werkstoffe dürfen hier verschiedene Belastungs- bzw. Verformungszustände unter Berücksichtigung des Belastungsbeginns und der Belastungsdauer superponiert werden [Tr2].

Das Superpositionsprinzip ist äquivalent zur Hypothese der Linearität der Ausgangsgleichung, die die Spannungs- und die Dehnungsgeschichte miteinander verbindet. Sie besagt, dass die Antwort der Summe zweier Spannungen gleich der Summe der Antworten der beiden Spannungen einzeln betrachtet ist. Das Superpositionsprinzip wurde von *Boltzmann* [Bo1] 1874 für nicht alterndes Material vorgestellt und wird deshalb oft als Boltzmann-Prinzip bezeichnet. Eine Erweiterung auf alterndes Material führte *Volterra* 1913 ein. Seine Anwendung auf das Kriechen von Beton erfuhr es durch *McHenry* [McH] bzw. *Maslov* in den 40er Jahren des 20. Jahrhunderts. *Bazant* gibt in [Ba5] sinngemäß vier Bedingungen für eine zuverlässige Vorhersage der Kriechverformungen unter Verwendung des Superpositionsprinzips an:

1. Die Betonspannung liegt im Gebrauchslastbereich ($\sigma_c \leq 0,4 \cdot f_c$)!
2. Die Belastung erfolgt nach einem gleichmäßigen Lastregime!
3. Es tritt keine Entlastung auf!
4. Die relative Luftfeuchte der Umgebung ist näherungsweise konstant!

In der Praxis wird das Superpositionsprinzip jedoch auch genutzt, wenn die genannten Forderungen (2.) – (4.) verletzt werden. Die Vorhersage ist dann zwar weniger genau, ergibt aber trotzdem noch gute Ergebnisse. Die Forderung (1.) darf dagegen nicht verletzt werden, da Spannung und Dehnung oberhalb des Gebrauchslastbereiches nicht mehr als proportional angesehen werden können. Die Dehnung wird in diesem Bereich bei Anwendung des Superpositionsprinzips signifikant unterschätzt.

Der Sonderfall des Betonkriechens unter konstanter Spannung bzw. konstanter Dehnung (Relaxation) tritt in Stahl- und Spannbetonbauteilen praktisch nicht auf. Grund dafür ist das unterschiedliche Kurz- und Langzeitverhalten der Verbundbaustoffe Stahl und Beton, wodurch stets zeitabhängige Spannungsumlagerungen bzw. mit Strukturveränderungen verbundene Verformungen im Beton auftreten. Die Formulierung eines Materialgesetzes unter zeitvarianter Spannung kann durch Integral- oder Differentialgleichungen erfolgen. Jede Spannung, die über einen unendlichen Zeitraum wirkt, erzeugt eine resultierende Deformation. Zur Bestimmung der Kriechdehnungen unter veränderlicher Spannung wird die aufgebrachte Spannung so zerlegt, dass in jedem Zeitintervall nur konstante Spannungen auftreten. Soll eine Spannungsgröße entfernt werden, so wird eine entgegengesetzt wirkende Belastung vom gleichen Betrag angesetzt. Daher sind Kriechkurven für jedes Alter nötig, bei dem eine Spannungsänderung eintritt. Die Effekte aller Spannungsänderungen werden addiert, wobei die Kriechverformungen unter Druck- und Zugspannungen gleich behandelt werden [McH].

Die Gesamtverformung des Betons, welche durch stufenweise eingetragene Spannungen (Sprünge) hervorgerufen wird, kann als Summe der Verformungsanteile aufgefasst werden, die den einzelnen Spannungsveränderungen $\Delta\sigma_{ci}$ zugeordnet sind. Abbildung 2.30 zeigt eine Spannungsgeschichte, die durch Sprungfunktionen angenähert wird.

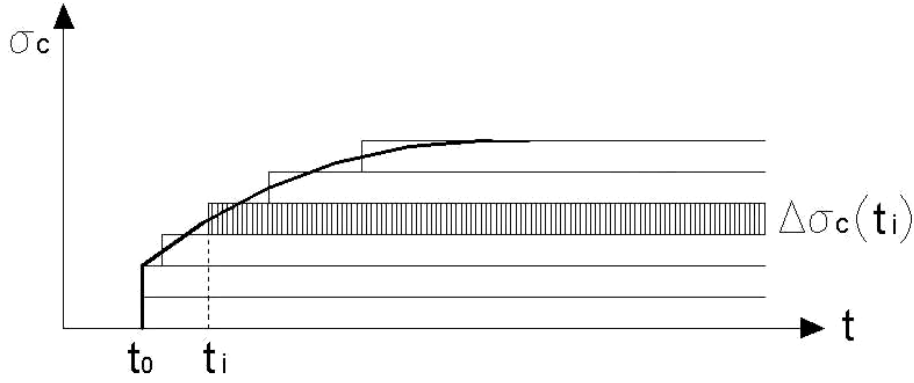


Abb. 2.30: Approximation der Spannungsgeschichte als Stufenfunktion

Unter Berücksichtigung von Gleichung [2.30] und [2.32] folgt für die Gesamtdehnung des Betons bei abschnittsweise veränderlicher Belastung:

$$\varepsilon(t) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_{c,i}(t_i) \cdot J(t, t_i). \quad [2.61]$$

Dabei gilt in Abhängigkeit des Zeitpunktes der Lastaufbringung $t_i = \tau$ für jeden Spannungssprung $\Delta\sigma_c(\tau)$ eine andere Kriechfunktion $J(t, \tau)$. Um die Verformung des Betons bei stetiger Spannungsänderung zu beschreiben, werden die Zeitintervalle infinitesimal klein gewählt und die Summation durch eine Integration ersetzt.

$$\varepsilon(t) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{\tau=t_0}^{\tau=t} \frac{d\sigma_c(\tau)}{d\tau} \cdot J(t, \tau) \cdot d\tau \quad [2.62]$$

Durch partielle Integration entsteht das Materialgesetz des Betons auf der Grundlage der Theorie des elastisch kriechenden Körpers.

$$\varepsilon(t) = \sigma_c(t)/E_c(t) - \int_{\tau=t_0}^{\tau=t} \sigma_c(\tau) \cdot \frac{\partial J(t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad [2.63]$$

Der erste Anteil repräsentiert die elastische Verformung $\varepsilon_{el}(t)$, die durch die zum Betrachtungszeitpunkt t wirkende Spannung $\sigma_c(t)$ erzeugt wird. Dazu kommt die Kriechverformung $\varepsilon_{cr}(t, \tau)$, die sich vom Zeitpunkt der Lasteintragung $\tau = t_0$ bis zum Betrachtungszeitpunkt t aufbaut.

Da $\frac{\partial J(t, \tau)}{\partial \tau}$ immer negativ ist, nehmen die Gesamtverformungen $\varepsilon(t)$ betragsmäßig immer zu.

Dieser Zusammenhang lässt sich auch herleiten, indem die Spannungsgeschichte vertikal zerlegt, respektive durch Spannungsimpulse beschrieben wird (Abbildung 2.31). Die dadurch entstehenden Dehnungsänderungen werden superponiert. Bei linearem Materialverhalten sind die Kriechdehnungen, welche nach dem sprungförmigen oder nach dem impulsförmigen Superpositionsprinzip ermittelt werden, identisch.

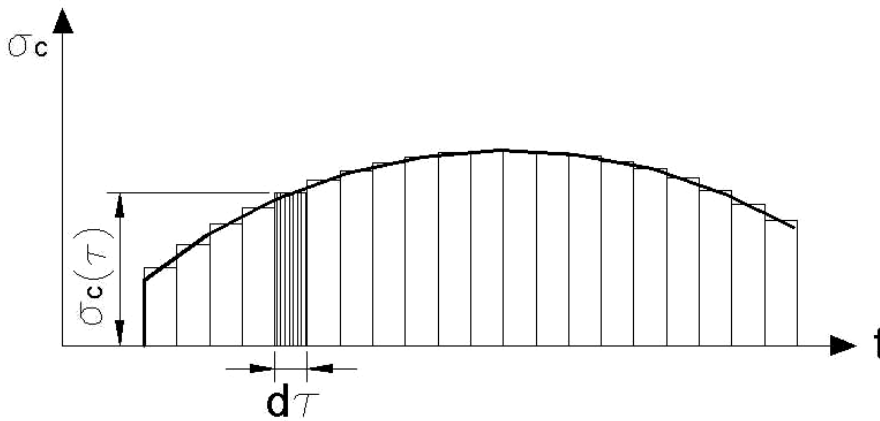


Abb. 2.31: Approximation der Spannungsgeschichte als Impulsfunktion

Da der Verlauf der Spannungsgeschichte $\sigma_c(\tau)$ im Allgemeinen nicht bekannt bzw. diskret ist, existiert für Gleichung [2.35] keine geschlossene Lösung. Somit ist eine numerische Auswertung der Integralfunktion notwendig.

Die Unterscheidung in lineares und nichtlineares Kriechen wirft auch die Frage auf, wie sich ein Betonkörper unter wechselnder Beanspruchung verhält. Während im linearen Bereich von der Gültigkeit des *Boltzmann'schen* Superpositionsprinzips ausgegangen wird, ist es im Falle des nichtlinearen Kriechens nicht mehr möglich dieses Prinzip anzuwenden, ohne Fehler zu begehen.

2.6.3 Dehnungsberechnung bei zeitvarianter Spannungsgeschichte

Eine direkte Integration des Materialgesetzes, d.h. eine Ermittlung der Dehnungen $\varepsilon(t)$ unter Verwendung der Lösung der Integralgleichung [2.63] ist nur für spezielle Spannungsgeschichten und bestimmte Ausdrücke der Kriechfunktion $J(t, \tau)$ möglich. Für den allgemeinen Fall einer beliebigen Spannungsfunktion ist aufgrund der komplizierten Ausdrücke für die Kriechzahl φ eine direkte Integration meist nicht möglich, so dass diese Vorgehensweise kaum praktische Bedeutung hat. Für realistische Ansätze von Kriechfunktionen müssen somit numerische Verfahren angewendet werden. Dazu wird der Zeitraum zwischen Erstbelastung t_0 und Betrachtungszeitpunkt t in eine Anzahl von Intervallen unterteilt, in denen die Spannungen als konstant angenommen werden (siehe Abbildung 2.31). Die Dehnungen lassen sich nun unter Anwendung des Superpositionsprinzips nach Gleichung [2.61] ermitteln. Diese einfache Methode erlaubt die Verwendung jedes Ausdrucks für die Kriechzahl und stellt keine speziellen Anforderungen an die Spannungsgeschichte. In Matrizenform ergibt sich aus Gleichung [2.61]:

$$\bar{\varepsilon} = \bar{J} \cdot \bar{\sigma} \quad [2.64]$$

mit:

$$\bar{\varepsilon} = [\varepsilon_0 \quad \varepsilon_1 \quad \dots \quad \varepsilon_n]^T \quad [2.65]$$

$$\bar{\sigma} = [\sigma_0 \quad \Delta\sigma_1 \quad \dots \quad \Delta\sigma_n]^T \quad [2.66]$$

$$\bar{J} = \begin{bmatrix} 1/E_0 & 0 & 0 & & \\ J_{1,0} & 1/E_1 & 0 & & \\ J_{2,0} & J_{2,1} & 1/E_2 & & \\ \dots & \dots & \dots & & \\ J_{n,0} & J_{n,1} & J_{n,2} & \dots & J_{n,n-1} & 1/E_n \end{bmatrix} \quad [2.67]$$

Die Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens bei zeitvarianter Spannung erfolgt unter Verwendung eines Überproportionalitätsfaktors, der von der im Zeitintervall konstanten Betonspannung σ_c abhängt. Für kurze Zeiträume bzw. bei abgeschlossener Hydratation kann von einem im Zeitintervall konstanten E-Modul, d.h. $n(\tau) = 1$ ausgegangen werden.

$$J(\sigma_c, t, \tau) = \frac{[1 + F(\sigma_c) \cdot \varphi(t, \tau)]}{E(\tau)} \quad [2.68]$$

Bei der Integralform des zeitabhängigen Materialgesetzes des Betons nach Gleichung [2.35] wird von der Gültigkeit des Superpositionsprinzips ausgegangen, was bei der Erfassung des nichtlinearen Kriechens eine aus physikalischer Sicht fehlerhafte Annahme darstellt [Die]. Die damit errechneten Kriechverformungen bei steigender Spannung werden unterschätzt, da die Nichtlinearität der Kriechfunktion $J(\sigma_c, t, \tau)$ nur auf die Verformungsanteile bezogen wird, welche aus einer Belastungsintensität resultieren, die in Abhängigkeit von der Definition oberhalb der Grenze des linearen Kriechens liegen.

Durch Differentiation von Gleichung [2.63] nach t ergibt sich auf Grundlage der Überlagerung impulsförmiger Spannungen das zeitabhängige Materialgesetz des Betons bei veränderlicher Spannungsgeschichte in differentieller Form (Dehngeschwindigkeit). Bei Definition einer spannungsabhängigen Kriechfunktion entsteht folgende Form [Die]:

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{\dot{\sigma}_c(t)}{E_c(t)} - \int_{\tau=t_0}^{\tau=t} \sigma_c(\tau) \cdot \frac{\partial J(\sigma_c, t, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau. \quad [2.69]$$

Im Unterschied zur Integralform wird bei einer differentiellen Formulierung des Materialgesetzes die gesamte Kriechverformung im Zeitabschnitt $t_{i+1} - t_i$ in Abhängigkeit von der Spannung zum Zeitpunkt t_i mit dem zugehörigen Erhöhungsfaktor vervielfacht. Die Lösung ist nur durch eine numerische Behandlung möglich. *Diener* entwickelte in [Die] ein Näherungsverfahren, welches auf dem Differenzenverfahren aufbaut.

Der betrachtete Zeitraum wird in k Zeitschritte zerlegt und die Integration durch eine Summation ersetzt:

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{\dot{\sigma}_c(t_k)}{E_c(t_k)} - \sum_{i=0}^{k-1} \int_{\tau=t_i}^{t_{i+1}} \sigma_c(\tau) \cdot \frac{\partial J(\sigma_c(t_k), t_k, \tau)}{\partial \tau} \cdot d\tau. \quad [2.70]$$

Durch Mittelwertbildung der Spannungen an den Intervallgrenzen (Trapezflächen) entsteht eine Beziehung für die zeitabhängige Dehnung des Betons in diskretisierter Form (siehe Abbildung 2.32):

$$\varepsilon_k - \varepsilon_{k-1} = \frac{\sigma_k - \sigma_{k-1}}{E_k} - \sum_{i=0}^{k-2} \frac{\sigma_i - \sigma_{i+1}}{2} \cdot [J_{\sigma_k, k, i+1} - J_{\sigma_k, k-1, i+1} - J_{\sigma_k, k, i} + J_{\sigma_k, k-1, i}] + \frac{\sigma_{k-1} + \sigma_k}{2} \cdot [J_{\sigma_k, k, k-1}] \quad [2.71]$$

mit:

$$\varepsilon_k = \varepsilon(t_k); \sigma_k = \sigma(t_k); E_k = E(t_k) \text{ und } J_{\sigma_k, k, i} = J(\sigma(t_k), t_k, t_i) = \frac{1}{E_i} \cdot (1 + F_{\sigma, k, i} \cdot \varphi_{k, i}) \text{ etc.}$$

Die aktuelle Dehnung zum Zeitpunkt t_k setzt sich somit aus der Dehnung des vorangegangenen Zeitpunktes ε_{k-1} und der Dehnungsänderung im betrachteten Zeitintervall zusammen. Die Dehnungsänderung ist dabei von der Lastgeschichte abhängig. Bei Betrachtung zum Zeitpunkt t_0 sind demzufolge Anfangswerte zu definieren:

$$\varepsilon(t_{-1}) = \varepsilon_v \text{ und } \sigma(t_{-1}) = 0.$$

Damit können mit dem Ausdruck ε_v auch Vorverformungen des Betons berücksichtigt werden.

Mit Gleichung [2.71] kann die Dehnung zu jedem beliebigen Zeitpunkt in Abhängigkeit des Spannungsniveaus beschrieben werden. Sie ist auch für Sprünge im Verlauf von σ gültig. Soll beispielsweise zum Zeitpunkt t_m eine plötzliche Entlastung berücksichtigt werden, ist $\sigma(t_{m+1}) = 0$ bzw. $\Delta\sigma(t_{m+1}) = -\sigma(t_m)$. Das Verfahren beinhaltet auch den linearen Kriechbereich, in dem die Überproportionalitätsfaktoren $F_{\sigma, k, i}$ etc. sich zu 1 ergeben.

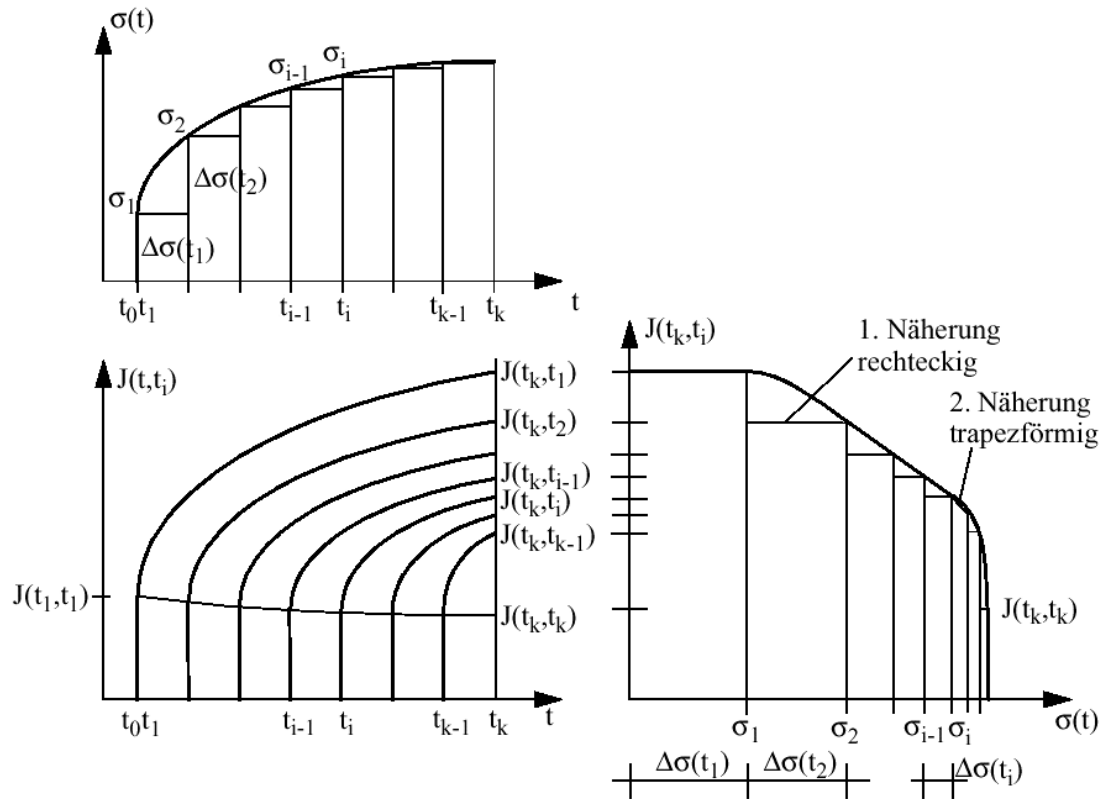


Abb. 2.32: Numerische Näherung des Superpositionsprinzips bei zeitvarianter Spannung analog [CEB1]

3 Experimentelle Untersuchungen an Normalbeton und selbstverdichtendem Beton unter niederzyklischer quasi-statischer Beanspruchung

3.1 Zielstellung der Versuche

Im Unterschied zu den in der Regel monotonen Versuchen zur Ermittlung einer Kurzzeit-Druckfestigkeit steht hier nicht die Druckfestigkeit im Mittelpunkt der Untersuchungen, sondern das Betonverhalten unter mehrfach wiederholter niederzyklischer Kurzzeitbelastung unterhalb der Druckfestigkeit. Aussagen über elastische und bleibende bzw. zeitabhängig auftretende Verformungen können in Abhängigkeit von der mechanischen Beanspruchung nur getroffen werden, wenn dabei die Arbeitslinie nicht stetig bis zur Bruchlast verläuft, sondern sukzessive be- und entlastet wird. Zum Vergleich wird jeweils eine Versuchsreihe mit Proben aus Normalbeton (NB) und selbstverdichtendem hochfestem Beton (SVB) durchgeführt. Während bei der Untersuchung der Proben aus Normalbeton, neben dem Belastungsgrad auch die Einflüsse aus der Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit sowie unterschiedlicher Lastregime untersucht werden, steht bei den Proben aus SVB der Einfluss des Betonalters bei Erstbelastung im Vordergrund. Darüber hinaus wird die Beeinflussung des Verformungsverhaltens des Betons durch unterschiedliche Arten der Vorbelastung untersucht. Es werden zylindrische Probekörper verwendet. Die Belastung der Proben erfolgt quasi-statisch, kraftgesteuert und vollautomatisch entsprechend vorgegebener Lastregime. Die Verformungen in Längs- und Querrichtung werden mittels auf den Proben applizierten Dehnungs-Messstreifen (DMS) gemessen. Das damit ermittelte makroskopische Verhalten der gewählten RVE wird anschließend unter den in den Abschnitten 3.1.1 und 3.1.2 dargestellten Grundlagen analysiert. Von besonderer Bedeutung sind dabei die Entwicklung der Degradation des E-Moduls und die integrale Erfassung des Formänderungs- bzw. Schädigungsverhaltens durch Betrachtungen der dissipierten Energie.

3.1.1 Grundlagen der Versuchsauswertung

3.1.1.1 Verformungsanteile

Der prinzipielle Zusammenhang von Lastfolge und Strukturantwort des Betons bei einer kraftgesteuerten Versuchsdurchführung ist für den Fall einer zyklischen Kurzzeit-Belastung in Abbildung 3.1 dargestellt. Die Last-Verformungsbeziehung ist danach von der Belastungsgeschichte abhängig. Durch mehrfach wiederholte zyklische Belastung auf gleichem Lastniveau erfolgt eine Akkumulation von bleibenden Verformungsanteilen.

In dieser Arbeit werden nur die lastabhängigen Verformungsanteile berücksichtigt. Wenn der Versuch unter Laborbedingungen durchgeführt wird und sich die Versuchsdauer im Stundenbereich bewegt, können die kurzzeitigen Schwindverformungen bei erhärtetem Beton vernachlässigt werden. Die temperaturabhängigen Dehnungen werden versuchstechnisch durch eine entsprechende Kompensation (*Wheatstone*-Brückenschaltung bei Dehnungsmessstreifen) eliminiert. Bei der nachfolgenden Analyse des Verformungsverhaltens unter quasi-statischer zyklischer Kurzzeitbelastung wird vom „3-Komponenten-Modell“ zur Beschreibung der Verformungseigenschaften des Betons nach Abschnitt 2.4.2 ausgegangen. Danach treten nach Belastung nur elastische, visko-elastische und visko-plastische Verformungsanteile auf.

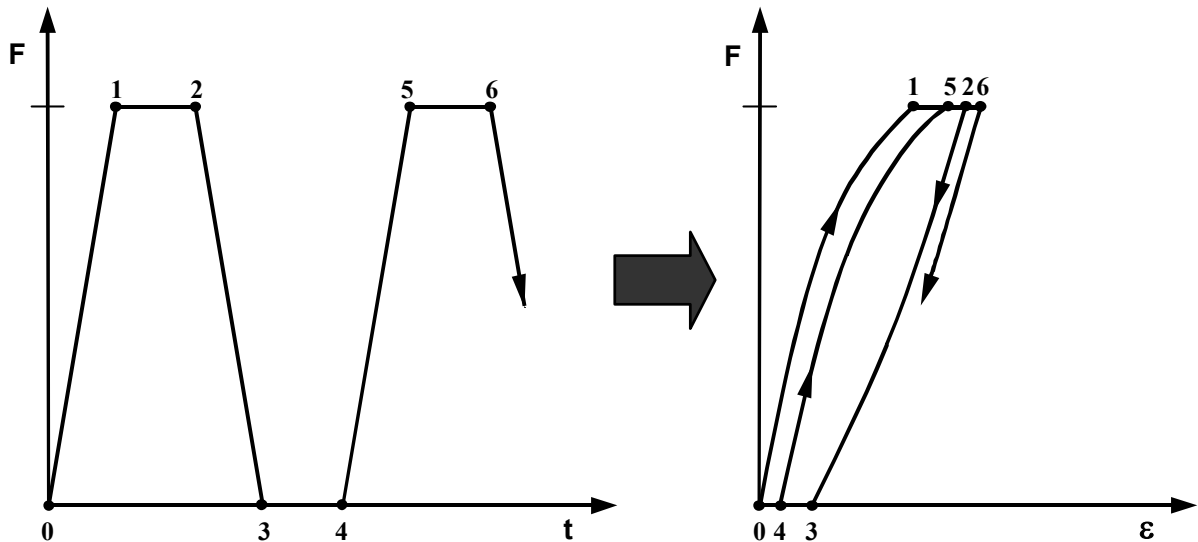


Abb. 3.1: Prinzip von Lastfolge und Strukturantwort bei zyklischer Belastung von Beton

Der Versuchsauswertung liegt die in Abbildung 3.2 dargestellte Modellierung für die während eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus auftretenden Verformungen zugrunde. Es lassen sich 4 *Phasen* unterscheiden: Belastungsphase, Lasthaltephase, Entlastungsphase und Erholungsphase.

In der *Belastungsphase* wird die Beanspruchung vom Beanspruchungsbeginn {0} mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit dF/dt auf das angestrebte Beanspruchungsniveau {1} gesteigert. Dabei stellen sich die Verformungen ε_1 ein. Diese beinhalten elastische und zeitabhängige Verformungen.

Während der *Lasthaltephase* ($dF/dt = 0$) stellen sich zwischen den Punkten {1} und {2} zeitabhängige Verformungen $\varepsilon_{cr,1-2}$ ein.

Die Kurve zwischen den Punkten {2} und {3} beschreibt die *Entlastungsphase* mit konstanter Entlastungsgeschwindigkeit dF/dt .

In der *Erholungsphase* stellen sich zwischen den Punkten {3} und {4} verzögert-elastische Verformungen $\varepsilon_{cr,3-4}$ ein. Die Spannung aus der äußeren Kraft F ist null. Der Endpunkt {4} eines Lastwechsels ist gleichzeitig der Startpunkt {0} des Folgezyklus.

Der Verlauf zwischen den Punkten {0} und {1} bzw. zwischen {2} und {3} lässt sich durch eine „Belastungsgerade“ bzw. eine „Entlastungsgerade“ idealisieren. Der Anstieg wird als Elastizitätsmodul E_c' bei Belastung bzw. E_c'' bei Entlastung definiert. Vereinfachend wird die zur Entlastung zugehörige Deformation ε_{2-3} als elastische Deformation des Betons aufgefasst. Den nachfolgenden Auswertungen liegt eine Gleichsetzung des statischen Elastizitätsmoduls des Betons E_c und des Elastizitätsmoduls E_c'' bei Entlastung zugrunde. Bei dieser Definition werden die nicht ausschließlich elastischen Verformungsanteile $\varepsilon_{cr,0-1}$ und $\varepsilon_{cr,2-3}$ während der Belastungs- bzw. der Entlastungsphase vernachlässigt.

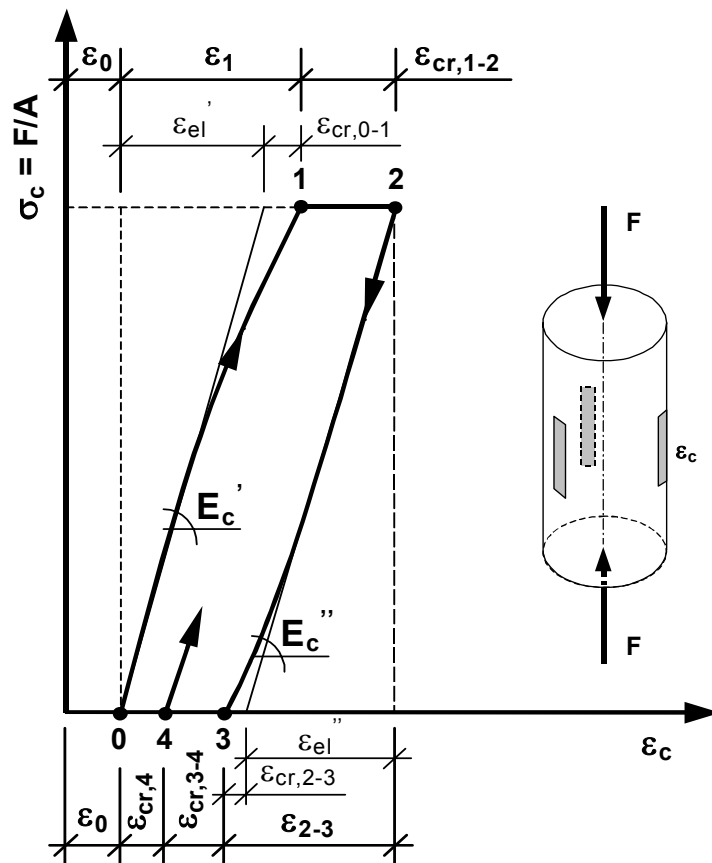


Abb. 3.2: Verformungsanalyse eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus

Somit ergibt sich für die last- und zeitabhängige Gesamtverformung des Betons:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_0 + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr}. \quad [3.1]$$

ε_0 ist die bleibende Verformung aus der vorangegangenen Lastgeschichte bzw. die Verformung vor der Wiederbelastung.

Die Verformungen ε_1 beim Belastungsvorgang setzen sich aus elastischen und zeitabhängigen Verformungen (Kriechverformungen) zusammen.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{0-1} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr,0-1} \quad [3.2]$$

Der Anteil $\varepsilon_{cr,1-2}$ stellt die Kriechverformung während der Standzeit unter konstanter Betonspannung σ_c dar.

Die Verformungen beim Entlastungsvorgang ε_{2-3} enthalten die elastische Rückverformung und in Abhängigkeit von der Entlastungsgeschwindigkeit einen Anteil an reversiblen Kriechverformungen.

$$\varepsilon_{2-3} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr,2-3} \quad [3.3]$$

$\varepsilon_{cr,3-4}$ stellt eine visko-elastische Komponente der Kriechverformung im Sinne einer Kriecherholung nach Entlastung dar.

$\varepsilon_{cr,4}$ ist die bleibende Verformung nach der Erholungsphase. Sie beinhaltet den visko-plastischen Anteil aus dem Zyklus und kann in Abhängigkeit von der Dauer der Erholungsphase noch einen visko-elastischen Anteil enthalten.

$$\varepsilon_{cr,4} = \varepsilon_1 + \varepsilon_{cr,1-2} - \varepsilon_{2-3} - \varepsilon_{cr,3-4} = \varepsilon_{v-pl} + \Delta\varepsilon_{v-el} \quad [3.4]$$

Eine Zusammenstellung aller während eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus beteiligten Verformungsanteile der Längsstauchung ε_c bzw. der Querdehnung ε_{cq} und deren Charakterisierung zeigt Tabelle 3.1. Dabei ist hervorzuheben, dass nur die elastischen Verformungen ε_{el} unmittelbar auftreten. Alle anderen Verformungsanteile werden in gewissem Maß von der Dauer der Phasen beeinflusst.

Tab. 3.1: Charakterisierung der Verformungsgrößen

ptl. = partiell cr = Kriechen (creep)	Elastisch el	Visko- Elastisch v-el	Visko- Plastisch v-pl
Dehnung ε	ε_{el}	$\varepsilon_{cr,0-1}$ ptl. $\varepsilon_{cr,1-2}$ ptl. $\varepsilon_{cr,2-3}$ $\varepsilon_{cr,3-4}$	ε_0 ptl. $\varepsilon_{cr,0-1}$ ptl. $\varepsilon_{cr,1-2}$ ptl. $\varepsilon_{cr,4}$ ptl.
Zeitabhängig	Nein	Ja	Ja
Reversibel	Ja	Ja	Nein

3.1.1.2 Bezogene Kriechverformung

Anhand der Verformungsanalyse (Abbildung 3.2, Tabelle 3.1) können jedem vollständigen Lastwechsel die entsprechenden Verformungsanteile zugeordnet werden. Zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Beton unter zyklischer Belastung wird hier eine zyklusabhängige *bezogene Kriechverformung* $\Delta\varphi$ eingeführt, wobei die Kriechverformung auf die ursächliche kriecherzeugende elastische Verformung bezogen wird. Die bezogene Kriechverformung zur Spannung σ_i lässt sich für jeden Zyklus (j) nach Gleichung [3.5] berechnen.

$$\Delta\varphi = \left(\frac{\varepsilon_{cr,1-2}}{\varepsilon_{el}} \right)_{i(j)} \approx \frac{\varepsilon_{cr,1-2,i(j)}}{\varepsilon_{2-3,i(j)}} \quad [3.5]$$

Zur Erfassung des Rückkriechens im entlasteten Zustand (Erholungsphase) wird eine *bezogene Kriecherholung* $\Delta\varphi_{v-el}$ definiert. Dieser Wert berechnet sich für die Spannung σ_i und jeden Zyklus (j) nach Gleichung [3.6].

$$\Delta\phi_{v-el} = \left(\frac{\varepsilon_{cr,3-4}}{\varepsilon_{el}} \right)_{i(j)} \approx \frac{\varepsilon_{cr,3-4,i(j)}}{\varepsilon_{2-3,i(j)}} \quad [3.6]$$

Der Anteil der visko-elastischen Verformung an der gesamten Kriechverformung wird durch den bezogenen Wert $\varepsilon_{cr,3-4}/\varepsilon_{cr,1-2}$ charakterisiert.

3.1.1.3 Elastizitätsmodul und Belastungsintensität

Für die Versuchsauswertung wird von nach jedem Entlastungsvorgang im Vergleich zum vorangegangenen Zyklus veränderten elastischen Verformungseigenschaften des Betons ausgegangen. Damit ergibt sich eine Abhängigkeit des E-Moduls von der Anzahl der Lastzyklen und der Belastungsintensität. Bei schneller Entlastung kann die visko-elastische Verformung $\varepsilon_{cr,2-3}$ (vgl. Abbildung 3.2) vernachlässigt werden, so dass gilt:

$$\varepsilon_{2-3} \cong \varepsilon_{el}. \quad [3.7]$$

Der E-Modul ergibt sich dann als Entlastungsmodul zu:

$$E_E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3} \cong E_c, \quad [3.8]$$

wobei σ_3 und ε_3 einer Grundlast zugeordnet sind bzw. null gesetzt werden.

Dieser Sekantenmodul E_c ist Grundlage der folgenden Versuchsauswertungen und lässt sich nach Gleichung [3.9] für jeden Zyklus (j) mit der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_i$ berechnen.

$$E_{c,i(j)} = \frac{\Delta\sigma_i}{\varepsilon_{2-3,i(j)}} \quad [3.9]$$

Wenn es sich bei den Untersuchungen um relativ alten Beton bzw. kurze Belastungszeiten handelt, kann die geringe elastische Dehnungsdifferenz, die bei jüngerem Beton wegen der Zeitabhängigkeit des E-Moduls aus dem Altersunterschied zwischen Be- und Entlastung resultiert, vernachlässigt werden ($n(\tau) = 1$).

Die Belastungsintensität s^* ergibt sich aus dem Bezug der erreichten Spannung $\sigma_{c,i}$ des Lastzyklus (j) auf die im Versuch ermittelte Kurzzeitfestigkeit f_c^* unter zyklischer Beanspruchung bzw. Vorbelastung.

$$s^* = \frac{|\sigma_{c,i}|_{(j)}}{f_c^*} \quad [3.10]$$

3.1.1.4 Querdehnzahl und Dilatation

Die Querdehnzahl ν_c (Gleichung [3.11]) beschreibt das Verhältnis von Querdehnung ε_{cq} zu Längsstauchung ε_c beim Erreichen eines bestimmten Spannungsniveaus (Punkt 1, 5 ... in Abbildung 3.1).

$$\nu_c = \frac{\varepsilon_{cq}}{-\varepsilon_c} = \frac{\varepsilon_{cq,0-1}}{-\varepsilon_{c,0-1}} \quad [3.11]$$

Die Dilatation Θ_c beschreibt die bezogene Volumenveränderung $\Delta V/V$ und wird bei der Versuchsauswertung – wie auch die Querdehnzahl ν_c – für das Ende des Belastungsvorganges (Punkt 1 in Abb. 3.2) bestimmt. Aus dem Vorzeichen des Θ_c -Wertes lässt sich eine Volumenab- bzw. -zunahme ablesen. Sie errechnet sich aus Gleichung [3.12] und wird in Promille angegeben.

$$\Theta_c = \varepsilon_c + 2 \cdot \varepsilon_{cq} = \varepsilon_{c,0-1} + 2 \cdot \varepsilon_{cq,0-1} \quad [3.12]$$

3.1.2 Energiebetrachtungen

3.1.2.1 Energieanteile

Das in Abbildung 3.2 dargestellte Modell zur Beschreibung der Formänderungen in Abhängigkeit von den Beanspruchungen eignet sich auch für eine Untersuchung der Formänderungsenergie. In Abbildung 3.3 ist zwei aufeinanderfolgende Be- und Entlastungen die Formänderungsenergie in ihren Anteilen dargestellt. In Anlehnung an *Spooner* und *Dougill* [Sp3] lässt sich die Gesamtformänderungsenergie pro Volumeneinheit [Gleichung 3.13] aus den Flächeninhalten im Last-Verformungs-Diagramm in drei Anteile zerlegen. Die Fläche unterhalb der Arbeitslinie entspricht der verrichteten Arbeit W und somit der Energie. Dabei repräsentiert W_d [Gleichung 3.14] die dissipierte Strukturveränderungsenergie. Das heißt, es besteht ein direkter Zusammenhang zwischen Strukturveränderung bzw. Schädigung und parallel dazu dissipierter Strukturveränderungsenergie. W_{cr} stellt die durch reversibles Kriechen dissipierte Energie dar und W_{el} entspricht dem elastisch gespeicherten Anteil der Gesamtenergie W . Im Gegensatz zur W_{cr} ist W_d irreversibel und wächst zyklusabhängig an.

$$W = W_d + W_{cr} + W_{el} = \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_1} \sigma_1(\varepsilon) \cdot d\varepsilon + \sigma \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \quad [3.13]$$

$$W_d = \int_{\varepsilon_0}^{\varepsilon_1} \sigma_1(\varepsilon) \cdot d\varepsilon + \sigma \cdot (\varepsilon_5 - \varepsilon_1) - \int_{\varepsilon_4}^{\varepsilon_5} \sigma_2(\varepsilon) \cdot d\varepsilon \quad [3.14]$$

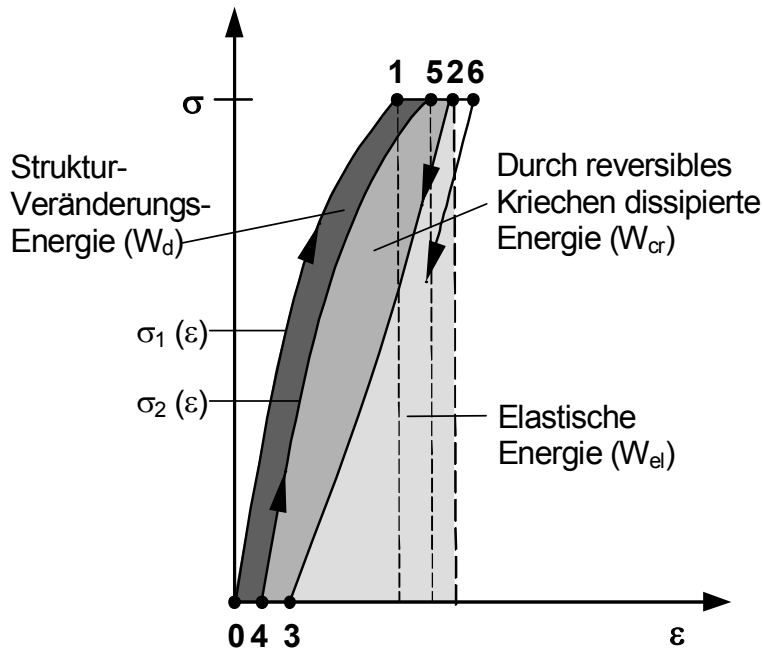


Abb. 3.3: Aufteilung der Gesamtenergie bei zyklischer Belastung

Für die Auswertung der Energieanteile ist die Einhaltung einer konstanten und gleich großen Be- und Entlastungsgeschwindigkeit sowie Dauer der Standzeiten von großer Bedeutung. Nach [DIN2] ist während der Belastungsphase die Last stetig so zu steigern, dass die Druckspannung um $(0,5 \pm 0,2)$ N/mm² je Sekunde zunimmt. W_{el} stellt zwar definitionsgemäß kein Resultat zeitabhängiger Prozesse dar, wird jedoch wie oben beschrieben geringfügig vom Kriechen beeinflusst.

Ebenso wichtig sind mehrere Lastwechselwiederholungen auf gleichem Beanspruchungsniveau (Abbildung 3.1), damit sich ein stabiler Gleichgewichtszustand in der Mikrostruktur einstellen kann (weitestgehend abgeschlossener Schädigungszustand). Die registrierten Strukturveränderungen bei einer Belastung auf einem höheren Lastlevel resultieren anschließend nur aus irreversiblen Prozessen der aufgebrachten Lastdifferenz [Bo3].

3.1.2.2 Berechnung der Energieanteile

Anhand der mit einer bestimmten „Abtastrate“ aufgezeichneten Versuchsdaten (Kraft- und Dehnungswerte) können, wie in Abbildung 3.4 dargestellt, die Flächen unter der Arbeitslinie und somit Werte für die Energie inkrementell berechnet werden. Bei einer hohen Messwertdichte kommt diese Vorgehensweise dem Integral der Arbeitslinie sehr nahe. Dabei ergibt sich die Energie für das Lastinkrement wie folgt [Bo3]:

$$W_i = \left(\frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \right) \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}). \quad [3.15]$$

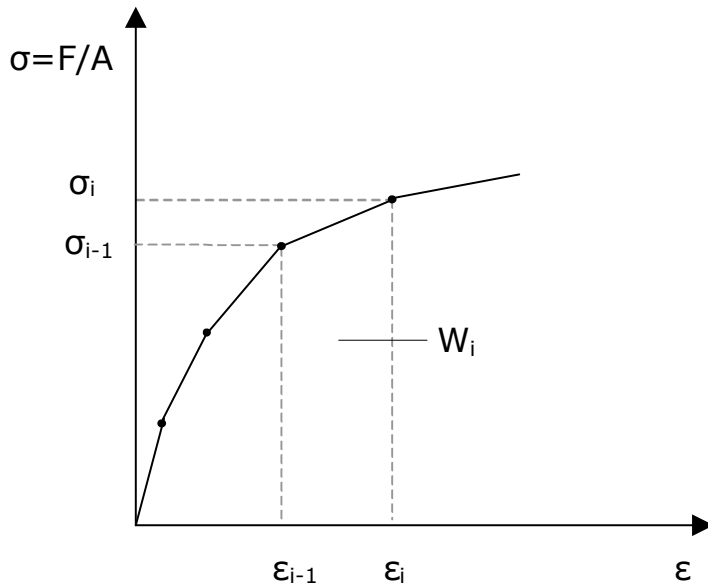


Abb. 3.4: Inkrementelle Berechnung der Energie

Die Gesamtenergie innerhalb eines Zyklus ergibt sich als Summe über alle Inkremente:

$$W_{\text{Zyklus}} = \sum_{i=1}^n W_i = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \right) \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1}) \right] \quad [3.16]$$

mit:

i Inkrement im Zyklus

n ... Anzahl der Inkremente im Zyklus.

Die Ermittlung der Energieanteile W_{el} , W_{cr} und W_d in Bezug auf Abb. 3.3 ist in Abbildung 3.5 dargestellt.

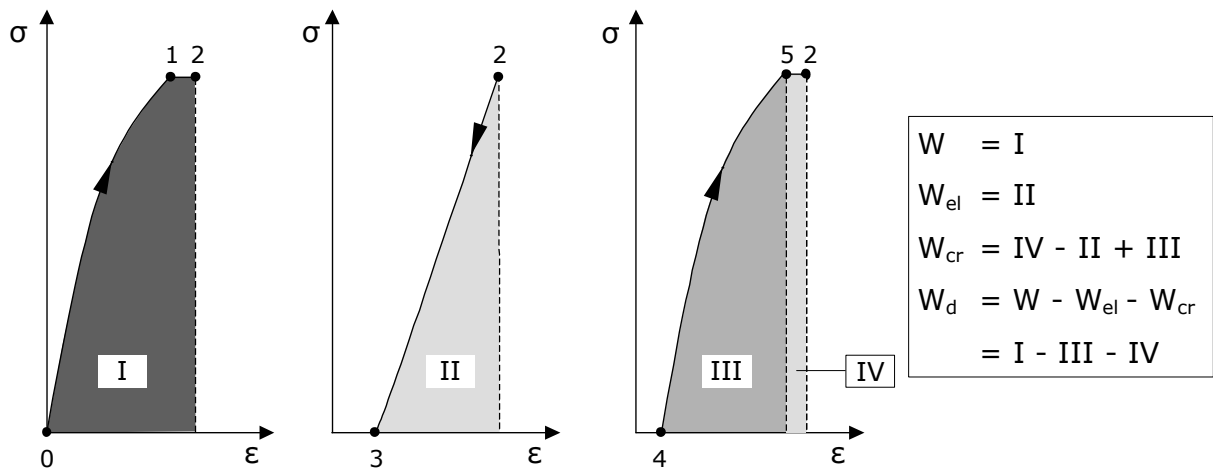


Abb. 3.5: Ermittlung der Energieanteile W_{el} , W_{cr} und W_d

Um Angaben zu den einzelnen Anteilen der Strukturschädigung in W_d zu gewinnen, wird in [Sc4,5] eine Möglichkeit gezeigt, die Energieanteile der einzelnen Dissipationsmechanismen an der gesamten dissipierten Energie während eines Be- und Entlastungsvorganges beim

zentrischen Druckversuch näherungsweise quantitativ zu bestimmen. Die Auswertung von Versuchsdaten aus [Bo3] ergab dabei, dass der Anteil der Mikrorissbildung an der gesamten Strukturveränderungsenergie relativ gering ist. Im Wesentlichen wird bis zum Bruch Energie für interkristalline Strukturveränderungen dissipiert.

Die gesamte Strukturveränderungsenergie W_d lässt sich nach [Sc4,5] in zwei Anteile zerlegen: den Anteil $W_d^{(m-cr)}$ der für Mikrorissbildung sowie den Anteil $W_d^{(pl)}$, welcher für interkristalline Strukturveränderungen dissipiert wird (Gleichung [3.17]).

$$W_d = W_d^{(m-cr)}[\sigma, \varepsilon_{el}] + W_d^{(pl)}[\sigma, \varepsilon_{cr,4}] \quad [3.17]$$

Sofern die Abnahme der Steifigkeit mit der Bildung von Mikrorissen im druckbeanspruchten Bereich gleichgesetzt wird, lässt sich die dafür dissipierte Energie $W_d^{(m-cr)}$ näherungsweise entsprechend Abbildung 3.6 berechnen. Daraus ergibt sich der im Primärzyklus (1) eines Beanspruchungsniveaus σ_i für Mikrorissbildung dissipierte Anteil der Schädigungsenergie nach Gleichung [3.17] näherungsweise zu:

$$\Delta W_{d,i,(1)}^{(m-cr)} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_i \cdot [\varepsilon_{el,i,(2)} - \varepsilon_{el,i,(1)}]. \quad [3.18]$$

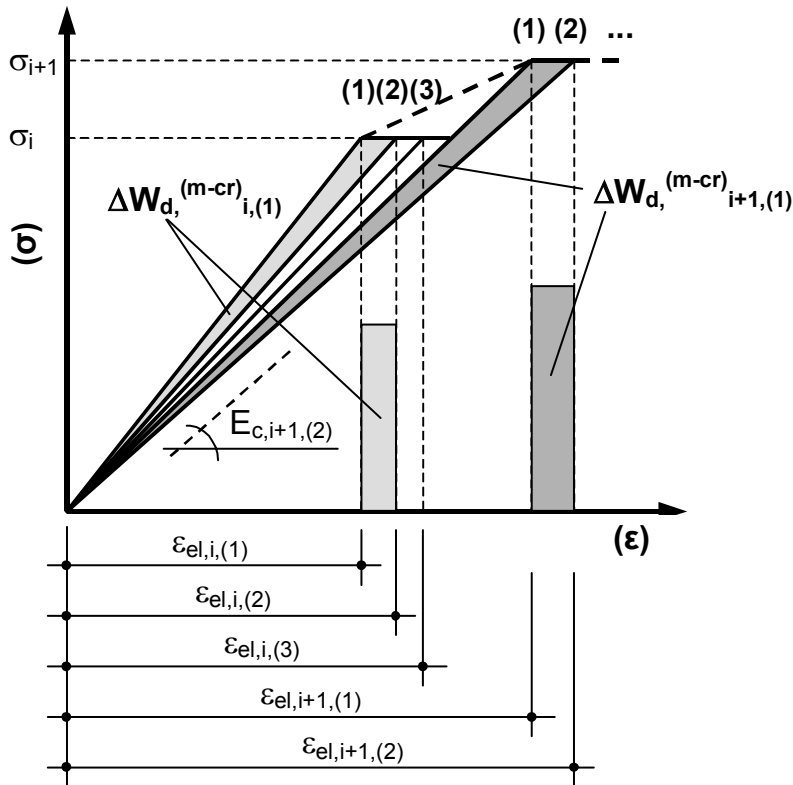


Abb. 3.6: Ermittlung der für Mikrorissbildung dissipierten Energie

Das Maß ε_4 repräsentiert die bleibende Verformung nach der Entlastung. Der dafür dissipierte Energieanteil $\Delta W_d^{(pl)}$ lässt sich idealisiert entsprechend Abbildung 3.7 ermitteln. Daraus ergibt sich beispielsweise für den i-ten Primärzyklus (1):

$$\Delta W_{d,i,(1)}^{(pl)} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_i + \sigma_{i-1}) \cdot \varepsilon_{cr,4,i,(1)} \quad [3.19]$$

In $\varepsilon_{cr,4}$ noch enthaltene visko-elastische Verformungsanteile werden dabei vernachlässigt.

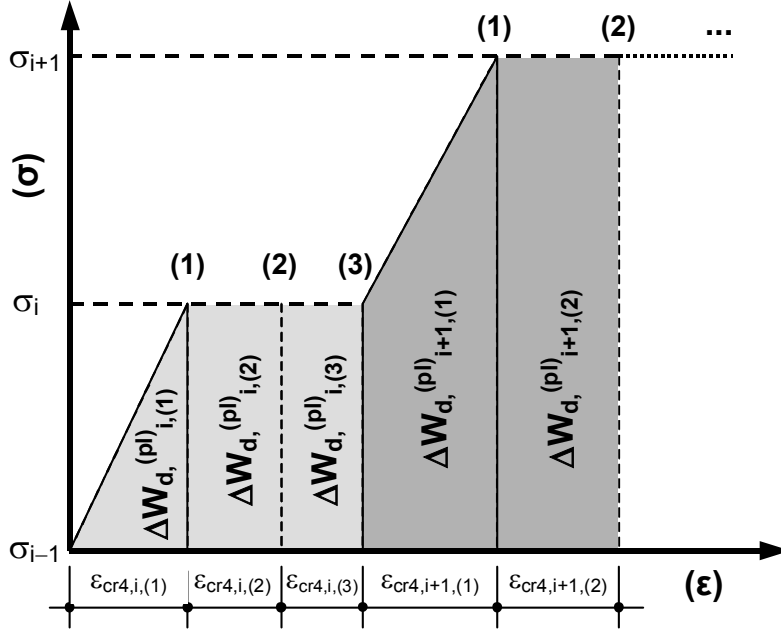


Abb. 3.7: Ermittlung der für interkristalline Strukturveränderungen dissipierten Energie

Die für die Mikrorissbildung dissipierte Energie $W_d^{(m-cr)}$ lässt sich auch aus $W_d^{(pl)}$ und W_d bestimmen, indem die Gleichung [3.17] nach $W_d^{(m-cr)}$ umgestellt wird.

Bei zyklischen Druckversuchen ist es sinnvoll, diese Energien akkumuliert darzustellen, d.h. über alle Zyklen aufzusummieren. Dieses Vorgehen ermöglicht eine vom gewählten Lastregime unabhängige Erfassung der fortschreitenden Gefügeschädigung.

Ausgehend von diesen Betrachtungen und den Ausführungen in Abschnitt 2.3 kann nun ein einheitenfreier Schädigungsindikator DI (Damage Index) entwickelt werden. Dieser ergibt sich aus der Summe der bis zum betrachteten Zeitpunkt in allen vorangegangenen Lastzyklen dissipierten Strukturveränderungsenergie ΔW_d , bezogen auf die maximale elastische Energie W_{el} des betrachteten Lastzyklus.

$$DI = \frac{\sum \Delta W_d}{\max W_{el}} \quad [3.20]$$

Durch diese Art der Normierung ergibt sich sowohl eine Unabhängigkeit vom gewählten Lastregime als auch eine von den Struktureigenschaften des Betons unabhängige Bewertung des aktuellen Schädigungsgrades. Die Energie, die bis zum Bruch dissipiert wird, wird bei zyklischer Belastung im Gegensatz zur monotonen Belastung über die Anzahl von Primär- und Folgezyklen akkumuliert. Der im Primärzyklus dissipierte Anteil an W_d ist größer als die in den Nachfolgezyklen dissipierte Energie. Die Energieanteile, welche durch die Folgezyklen akkumuliert werden, können den Schädigungsindikator DI maßgeblich beeinflussen.

Die bezogene Schädigungsenergie kann als Maß für die „Schädigungsanfälligkeit“ betrachtet werden. Das heißt, es besteht ein unmittelbarer Zusammenhang zwischen dem Grad der stofflich bedingten Strukturbildung und dem Ausmaß an beanspruchungsbedingter und zyklischer Strukturschädigung.

3.2 Versuche an Normalbeton

3.2.1 Versuchskonzeption

Bei dieser Versuchsreihe an Normalbeton wird die Beeinflussung des Verformungs- und Schädigungsverhaltens durch den Belastungsgrad, die Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit, unterschiedliche Lastregime sowie infolge einer Vorbelastung untersucht. Die Untersuchungen beschränken sich auf Belastungsgrade im Bereich von ca. 0,10 bis 0,70. Das Alter der Probekörper bei Wiederbelastung beträgt 274 bis 309 Tage. Mit der Untersuchung des Betons in diesem Alter kann von konstanten Betoneigenschaften während des gesamten Versuchszeitraumes ausgegangen werden. Die Betonzusammensetzung für alle Probekörper sowie die Klima- und Lagerungsbedingungen (Temperatur 20°C, relative Luftfeuchte 65 %) wurden bei allen Versuchen konstant gehalten.

Die bei den Versuchen verwendeten Probezylinder sind im Betonlabor des F. A. Finger-Instituts für Baustoffkunde nach der Mischungsrezeptur in Tabelle 3.2 hergestellt worden. Die gemessenen mittleren Abmessungen zeigt Tabelle 3.3. Der w/z-Wert betrug = 0,55. Die Verdichtung des Betons erfolgte auf einem Rütteltisch. Nach der Entnahme aus der Schalung wurden die Proben bis zum 7. Tag unter Wasser und anschließend trocken entsprechend der oben genannten klimatischen Bedingungen im Klimaraum gelagert.

Tab. 3.2: Mischungsrezeptur

		Massen je 1 m ³	Massen je 30 l
Zement	CEM I 32,5 R	400	12,0
Zuschlag	Sand 0/2	680	20,4
	Kiessand 2/8	510	15,3
	Kies 8/16	510	15,3
Wasser		220	6,6

Tab. 3.3: Abmessungen der Probezylinder

	mittl. Durchmesser d [cm]	mittl. Höhe h [cm]
C01	15,05	30,06
C02	15,08	30,13
C03	15,08	30,33
C04	15,07	29,96
C05	15,05	30,16
C06	15,08	30,13
C07	15,08	30,22
C08	15,01	29,98
C09	15,08	30,29

Aufgrund der vorhandenen Schlankheit von $h/d \cong 2$ kann davon ausgegangen werden, dass im Bereich der halben Höhe des Probekörpers ein nahezu einachsiger Spannungszustand gewährleistet ist.

Die Druckfestigkeit der Betonmischung wurde an drei bis zu einem Belastungsgrad von etwa 70 % zyklisch vorbelasteten Probekörpern (C01 – C03) bestimmt. Dazu wurden die Proben unter gleichen klimatischen Bedingungen gelagert und im Alter von 283 Tagen entsprechend DIN 1048-5 kraftgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 10 kN/s geprüft. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung sind in Tabelle 3.4 zusammengestellt.

Tab. 3.4: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung an drei Probezylindern

Probe	Durchmesser	Höhe	Druckfläche	Masse	Bruchlast	Druckfestigkeit
	d	h	A	m	F_{\max}	$f_{c(m)}^*$
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[kg]	[kN]	[N/mm ²]
01	149,6	299,2	17577,3	11,92	943	53,7
02	149,5	298,1	17553,8	11,76	919	52,4
03	149,7	299,1	17600,8	11,82	906	51,5
Mittelwert					923	52,5

Die Abbildung 3.8 zeigt die „Bruchbilder“ der untersuchten Proben. Aufgrund der kraftgeregelten Durchführung der Druckfestigkeitsprüfung konnten sich die typischen Gleitebenen nicht ausbilden. Die Proben sind äußerlich scheinbar kaum geschädigt. Es sind nur wenige Risse bzw. Abplatzungen zu erkennen. Zur besseren Darstellung ist das Bildnegativ unter Anwendung des so genannten Solarisationseffekts (Vermischung von Bildnegativ und Bildpositiv und Kontrastierung der Helligkeitsinformationen) dargestellt.

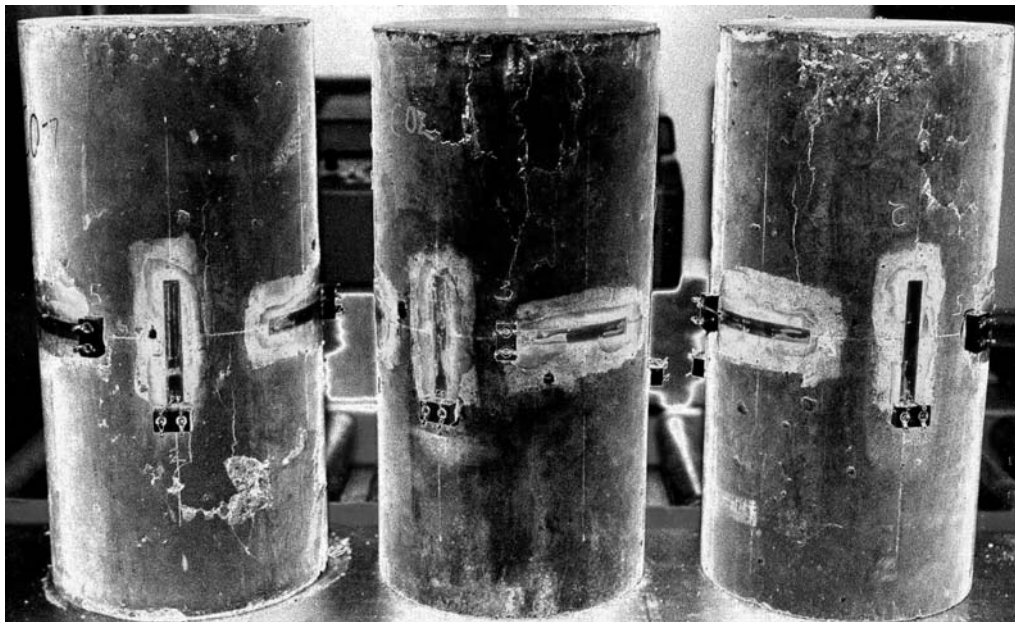


Abb. 3.8: Probekörper nach der Druckfestigkeitsprüfung (Bildnegativ mit Solarisation)

Der ermittelte Mittelwert der Druckfestigkeit nach vorangegangener zyklischer Belastung ($f_c^* = 52,5 \text{ N/mm}^2$) wird den folgenden Auswertungen zugrunde gelegt.

3.2.2 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasst 9 Proben mit grundsätzlich drei unterschiedlichen Lastregimen. Variiert werden die Lasthaltezeit bzw. Standzeit unter maximaler Last im Zyklus ($F_{\max,i}$) und minimaler Last während der Erholungsphase (F_{\min}), die Schrittweite der Lastaufbringung ΔF sowie die Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit dF/dt .

Während zwei Proben (C01 und C03) auf unterschiedliche Art kurzzeitig vorbelastet bzw. vorgeschädigt werden, werden die restlichen Proben zusammenhängend belastet. Die Vorbelastung der Probekörper C01 und C03 erfolgt im Alter von 249 Tagen. Probe C01 wird sukzessive in mehreren Laststufen mit einer Belastungsgeschwindigkeit von jeweils 10 kN/s und zweimaligem Wiederholen jeder Laststufe von $F = 35$ bis 350 kN zyklisch vorbelastet. Demgegenüber wird die Probe C03 einer impuls- bzw. stoßartigen Vorbelastung bis zu $\lim F \cong 350$ kN ausgesetzt. Dies entspricht etwa 40 % von F_{\max} bzw. f_{cm}^* . Die Lastregime für diese Vorbelastungen sind in Abbildung 3.9 dargestellt. Anschließend erfolgt eine Untersuchung der Proben entsprechend der nachfolgend zugeordneten Lastregime. Während aller Versuche herrscht eine versuchstechnisch bedingte Grundlast von 0,5 kN vor.

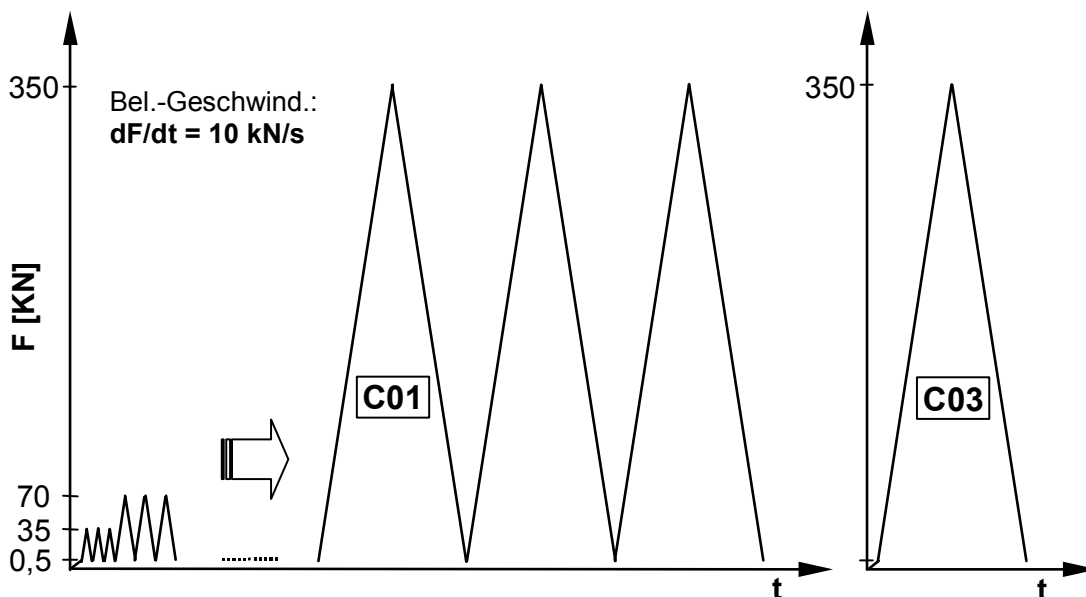


Abb. 3.9: Vorbelastung der Proben C01 und C03

Die zyklische Belastung bzw. Wiederbelastung der einzelnen Proben erfolgt in Lastschritten von 35 bzw. 70 kN, mit Belastungsgeschwindigkeiten von 2,5 bis 10 kN/s und unterschiedlichen Lasthalte- bzw. Standzeiten. Dabei wird jede Laststufe mehrfach wiederholt. Die Probekörper C02 und C03 werden mit dem gleichen Lastregime wie C01 unter Verkürzung der Entlastungszeit auf 3 min bei C03 belastet.

Um den Einfluss des visko-elastischen Verformungsanteils zu minimieren, wird Probe C04 ähnlich der Vorbelastung der Probe C01 ohne Lasthaltezeiten belastet. Bei der Untersuchung der Proben C05 bis C07 werden die Schrittweite der aufgebrachten Last sowie die Standzeiten verdoppelt.

Um den Einfluss der visko-elastischen Verformung zu untersuchen, wird außerdem die Geschwindigkeit der Lastaufbringung von 10 kN/s bis auf ein Viertel bei C07 reduziert. Der maximale Wert der Be- bzw. Entlastungsgeschwindigkeit von 10 kN/s orientiert sich in etwa

an den Angaben in [DIN2] und [prEN]. Das Lastregime für diese Belastungen ist in Abbildung 3.10 dargestellt.

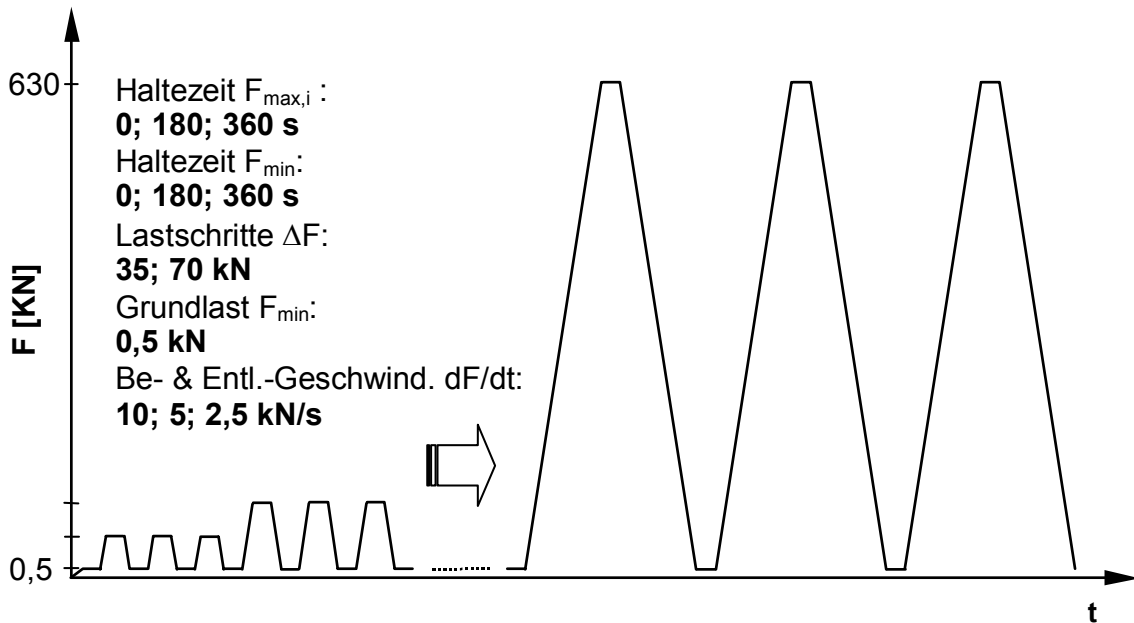


Abb. 3.10: Zyklische Belastung der Proben C01 – C07 (Schema)

Der Probekörper C08 wird mit drei unterschiedlichen Belastungsregimen in Folge mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 10 kN/s (Abbildung 3.11) be- und entlastet.

Im ersten Regime erfolgt eine zyklische Vorschädigung der Probe bis zu einem Level von 280 kN (entspricht ca. 30 % von F_{\max}). Nach einer 3-minütigen Erholungsphase wird im zweiten Regime erneut auf dieses Lastniveau belastet und die Last eine Stunde lang konstant gehalten. Darauf folgt eine 1-stündige Erholungsphase. Im dritten Regime schließt sich eine zyklische Belastung der Probe auf den Laststufen 370, 462 und 555 kN (entspricht ca. 40, 50 und 60 % von F_{\max}) mit einer Stand- bzw. Entlastungszeit von 3 min und neunmaligem Wiederholen jeder Laststufe an.

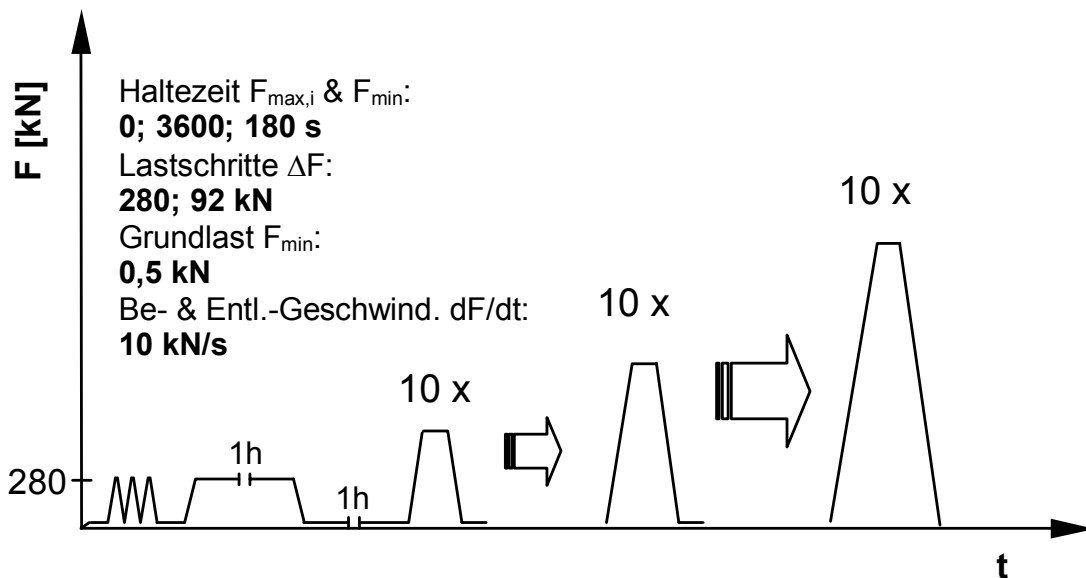


Abb. 3.11: Zyklische Belastung der Probe C08 in 3 Phasen

Zusätzlich zur Untersuchung des Verhaltens unter zyklischer Belastung findet bei der Probe C09 ein Lastregime Anwendung, das eine sukzessive erhöhte stufenförmige Belastung vorsieht (Abbildung 3.12). Die Last wird in Schritten von 70 kN gesteigert. Die Standzeit beträgt 12 min. Nach Erreichen von $0,7 \cdot F_{\max}$ wird die Probe entlastet. Dieser Versuch dient zum Vergleich und zur Verifikation des Berechnungsmodells für die Kurzzeitbeanspruchung von Beton nach Abschnitt 4.2.

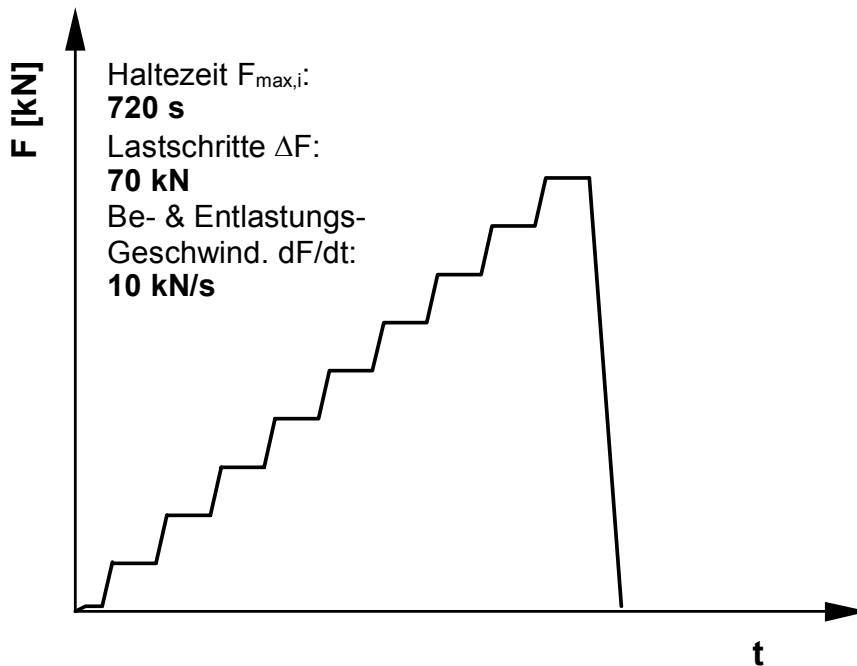


Abb. 3.12: Stufenbelastung der Probe C09 (Zusatzversuch)

Einen Überblick über das Versuchsprogramm für die Normalbetonproben (NB) gibt Tabelle 3.5.

Tab. 3.5: Versuchsprogramm Normalbeton (NB)

Probe	Be-/Entlastungs- Geschwind. dF/dt	Laststufen	lim F	Lasterhöhung pro Laststufe ΔF		Zyklen pro Laststufe	Haltezeit $F_{\max,i}$	Haltezeit F_{\min}
				[kN]	[% F_{\max}]			
	[kN/s]		[kN]				[s]	[s]
C01	10,0	18	630	35	4	3	180	360
C02	10,0	18	630	35	4	3	180	360
C03	10,0	18	630	35	4	3	180	180
C04	10,0	18	630	35	4	3	0	0
C05	10,0	9	630	70	8	3	360	360
C06	5,0	9	630	70	8	3	360	360
C07	2,5	9	630	70	8	3	360	360
C08/1	10,0	1	280	-	30	3	0	0
C08/2	10,0	1	280	-	30	1	3600	3600
C08/3	10,0	3	555	92	10	10	180	180
C09	10,0	9	630	70	8	-	720	-

3.2.3 Versuchsaufbau, Belastungs- und Messtechnik

Für die Durchführung der Druckversuche wird eine servohydraulische Prüfanlage (63 t) verwendet. Die Steuerung der Prüfmaschine erfolgt, entsprechend der vorgegebenen Belastungsregime, kraftgesteuert und vollautomatisch. In Längs- und Querrichtung werden je drei im Winkel von 120° über den Umfang verteilte Dehnungsmessstreifen (DMS) auf den Proben appliziert (Abbildung 3.13). Die Messdaten (Kraft, Dehnung) werden mit einer Abtastrate von jeweils 5 Messwerten pro Sekunde elektronisch aufgezeichnet. Für die anschließende Auswertung der Versuche wurden aus den jeweils drei in Längs- und Querrichtung gemessenen Werten die Mittelwerte gebildet.

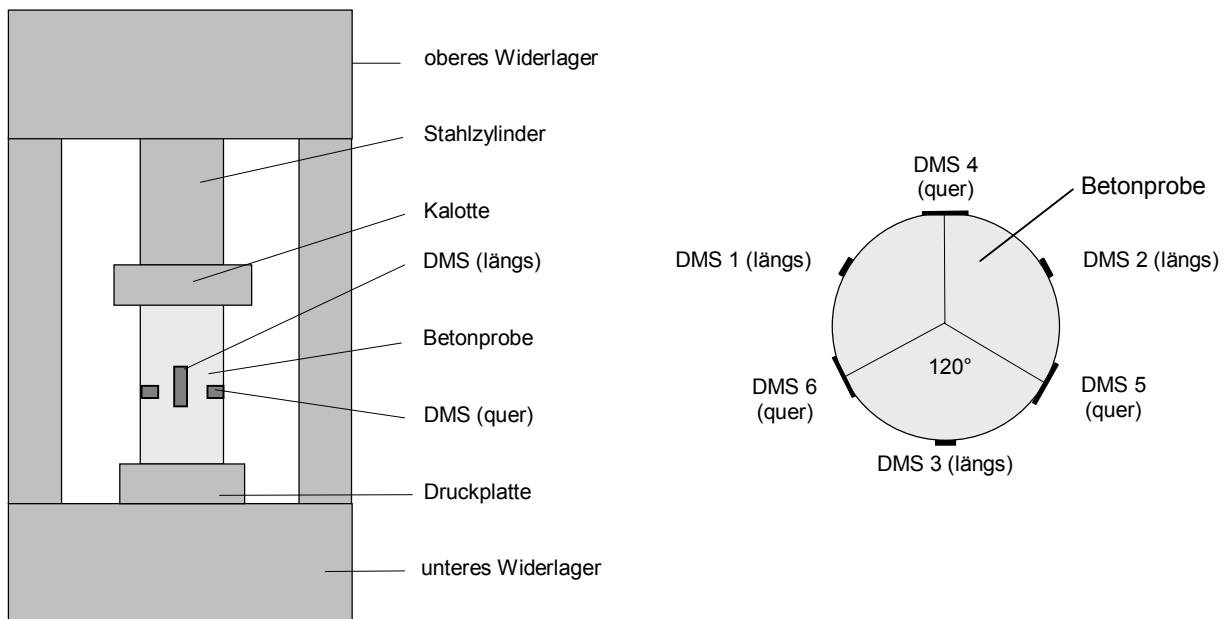


Abb. 3.13: Schema des Versuchsaufbaus

Der in-situ im Klimaraum der Versuchstechnischen Einrichtung (VTE) der Bauhaus-Universität Weimar verwendete Versuchsaufbau mit eingespanntem Probekörper und den angeschlossenen DMS ist in Abbildung 3.14 dargestellt. Zur Kompensation der Einflüsse aus ungewollter Temperaturänderung und Schwinden bei der Dehnungsmessung wurden die Messstreifen parallel an eine unbelastete Probe gleichen Materials angeschlossen.

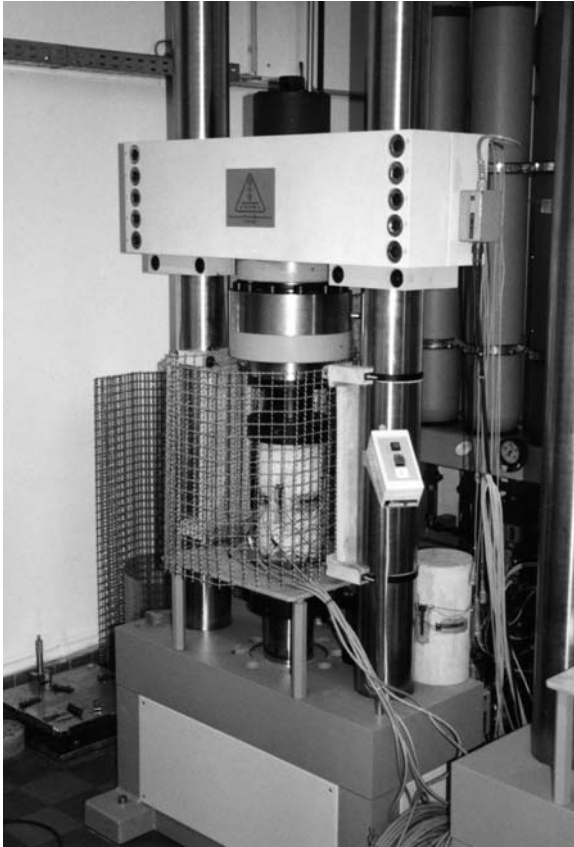


Abb. 3.14: Prüfmaschine mit eingespannter Probe und angeschlossenen DMS

3.2.4 Versuchsergebnisse

Erste Ergebnisse dieser Untersuchungen im Zusammenhang mit dem Kurzzeit-Kriechen und der Entwicklung des E-Moduls bzw. der Steifigkeitsdegradation bei zyklischer Belastung sind bereits in [Sc6] veröffentlicht.

3.2.4.1 Spannungs-Dehnungslinien

Die aus den aufgezeichneten Versuchsdaten ermittelten Spannungs-Dehnungslinien aller Versuche sind im Anhang A1 in den Bildern A1.1 bis A1.20 zusammengestellt. Beispielhaft ist die Spannungs-Längsdehnungs-Beziehung für die Probe C07 in Abbildung 3.15 dargestellt.

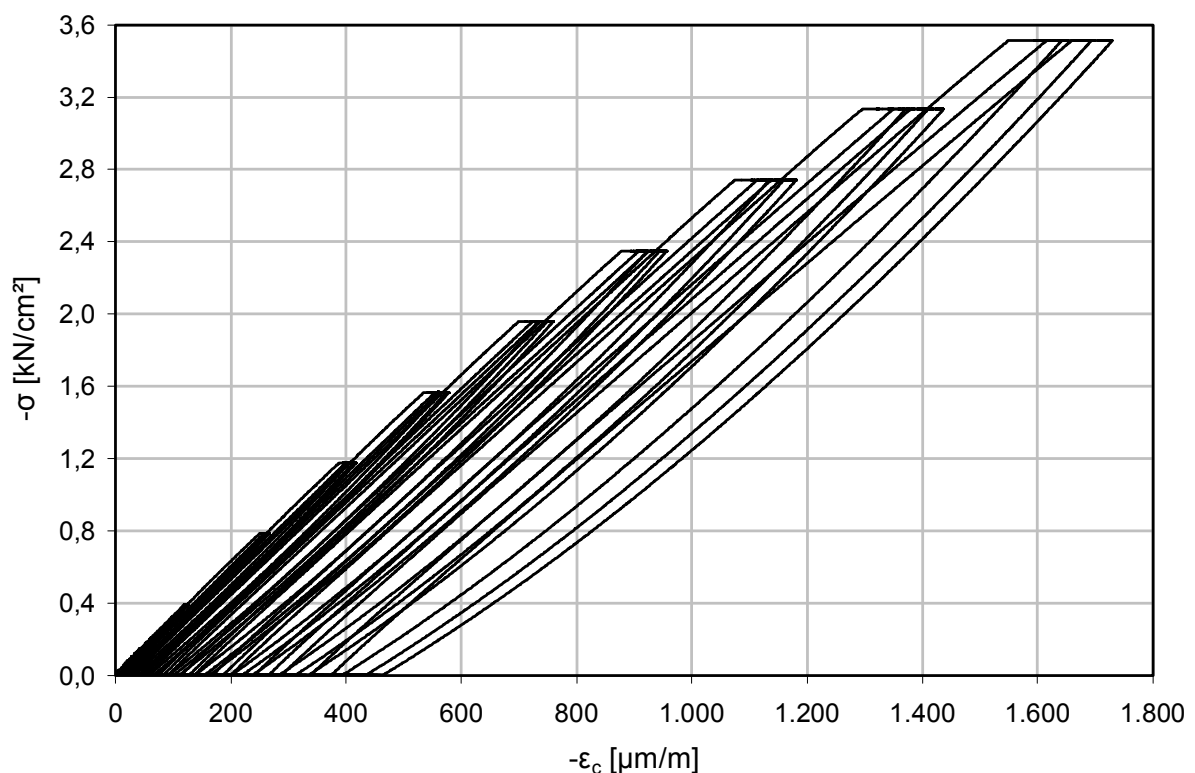


Abb. 3.15: Spannungs-Längsstauchungs-Diagramm für Probe C07

3.2.4.2 Steifigkeitsentwicklung

In Abbildung 3.16 ist der Verlauf der Sekantensteifigkeit E_c nach Gleichung [3.9] in Abhängigkeit vom Niveau der Beanspruchung für alle Zyklen der Versuche C01 bis C08 dargestellt. Dabei ist auffällig, dass die Anfangswerte relativ stark voneinander abweichen, was mit der üblichen Streuung der Materialeigenschaften der einzelnen Proben begründet werden kann.

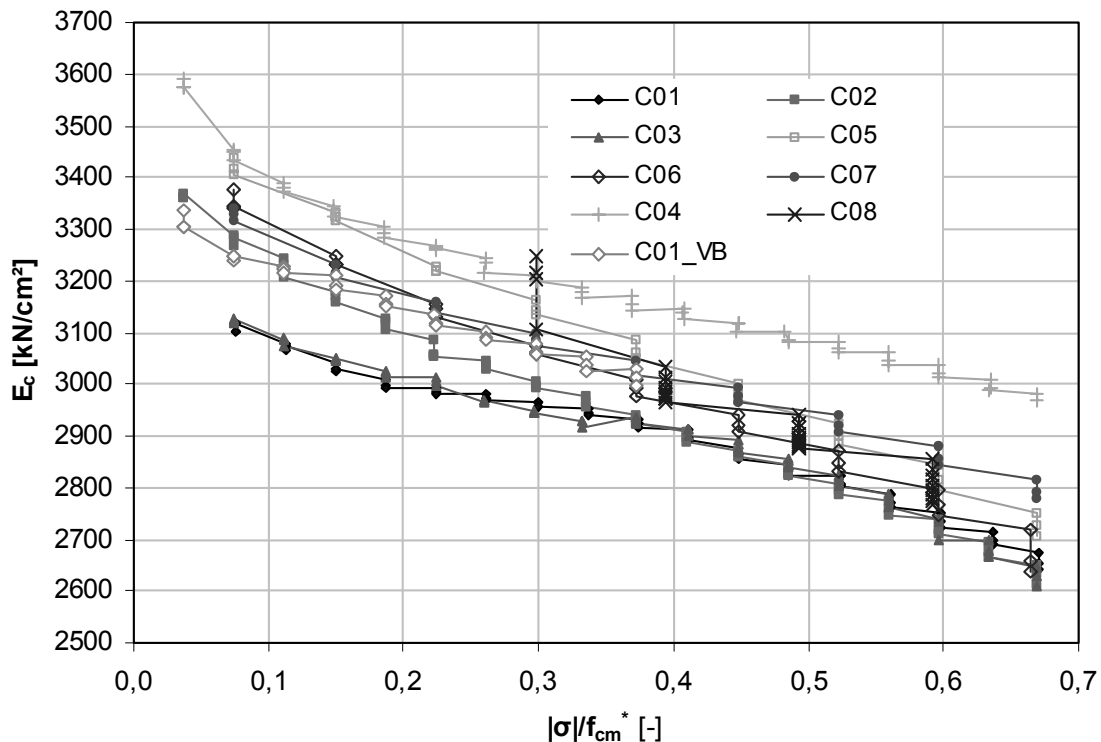


Abb. 3.16: Entwicklung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Beanspruchung (Degradation)

Sehr deutlich zeigt sich der Einfluss der Vorbelastung der Probekörper C01 und C03 auf die Größe des E-Moduls. Diese haben bis zu einer Beanspruchung von $|\sigma| = 0,37 f_{cm}^*$ einen deutlich geringeren E-Modul als die nicht vorbelasteten Proben, da ihre Steifigkeit aufgrund der Vorschädigung bereits geringer ist. Während die Abnahme von E_c bei den übrigen Versuchen durchgehend nahezu linear ist, weist der Verlauf von E_c bei den Proben C01 und C03 einen Knick genau auf der Laststufe auf, die der Vorbelastung entspricht. Ursache hierfür ist die geringere Abnahme des E-Moduls bis zur Höhe der Vorlast aufgrund der Vorschädigung in diesem Bereich. Ein nennenswerter Einfluss aus der Art der Vorbelastung (sukzessive oder impulsförmig) auf den Elastizitätsmodul lässt sich hier nicht erkennen.

Ergänzend ist in Abbildung 3.16 die Entwicklung des E-Moduls bzw. der Steifigkeitsdegradation während der Vorbelastung der Probe C01 (C01_VB) eingetragen. Interessant ist, dass sich die Steifigkeit der Probe während der Vorbelastung bis auf etwa 3000 kN/cm² reduziert hat, sich aber bei Wiederbelastung ein E-Modul von etwa 3100 kN/cm² einstellt. Der Verlauf der Steifigkeitsdegradation von C01_VB ähnelt aufgrund der fehlenden Standzeiten sehr stark dem der Probe C04, welche die größte Steifigkeit und den geringsten Steifigkeitsverlust aufweist. Es lässt sich auch vereinzelt eine leichte Zunahme der Steifigkeit bei Erreichen eines neuen Beanspruchungsniveaus erkennen. Dieses Phänomen kann mit Verzahnungs- bzw. Riss-schließ-Effekten bei Ent- und Wiederbelastung begründet werden. Im Gegensatz dazu ist der Zugewinn der Steifigkeit der Probe C01 bei Wiederbelastung, vermutlich im Wesentlichen mit der „Reparatur“ von Gefügeschäden infolge der so genannten „Mikrorissheilung“, d.h. durch erneute Reaktion von noch nicht vollständig hydratisiertem Zement mit freiem Wasser, zu begründen. Die Zeitspanne zwischen Vor- und Wiederbelastung beträgt 25 Tage. Während dieser Zeit befand sich die Probe C01 wie alle

übrigen im Klimaraum. Eine Festigkeitssteigerung des Betons wird aufgrund des relativ hohen Alters im Bereich von 249 bis 274 Tagen weitgehend ausgeschlossen.

Der Vergleich der Versuchsergebnisse von C02, C05, C06 und C07 zeigt geringe Abweichungen in den Werten von E_c . Die Abhängigkeiten aus den unterschiedlichen Einflussgrößen lassen sich jedoch besser durch eine bezogene Darstellung des E-Moduls herausstellen. Dazu sind in Abbildung 3.17 die Versuchsergebnisse für einen normierten Elastizitätsmodul und eine auf die Festigkeit f_{cm}^* bezogene Belastungsintensität aufgetragen. Nach DIN 1045-1 stellt der Wert E_{cm} den E-Modul für eine Belastungsintensität $|\sigma_c|/f_{cm}^* \approx 0,4$ dar. In Anlehnung an diese Definition ist in Abbildung 3.17 der bezogene Wert $E_c/E_{c0,4}$ aufgetragen. Hierbei ist $E_{c0,4}$ der für die einzelnen Proben ermittelte mittlere E-Modul bei Entlastung (entspr. Abb. 3.2) für das Beanspruchungsniveau $|\sigma_c|/f_{cm}^* \approx 0,4$. Der Wert f_{cm}^* stellt den für die Probenreihe ermittelten Mittelwert der Bruchspannung bzw. Druckfestigkeit unter zyklischer Vorbelastung dar.

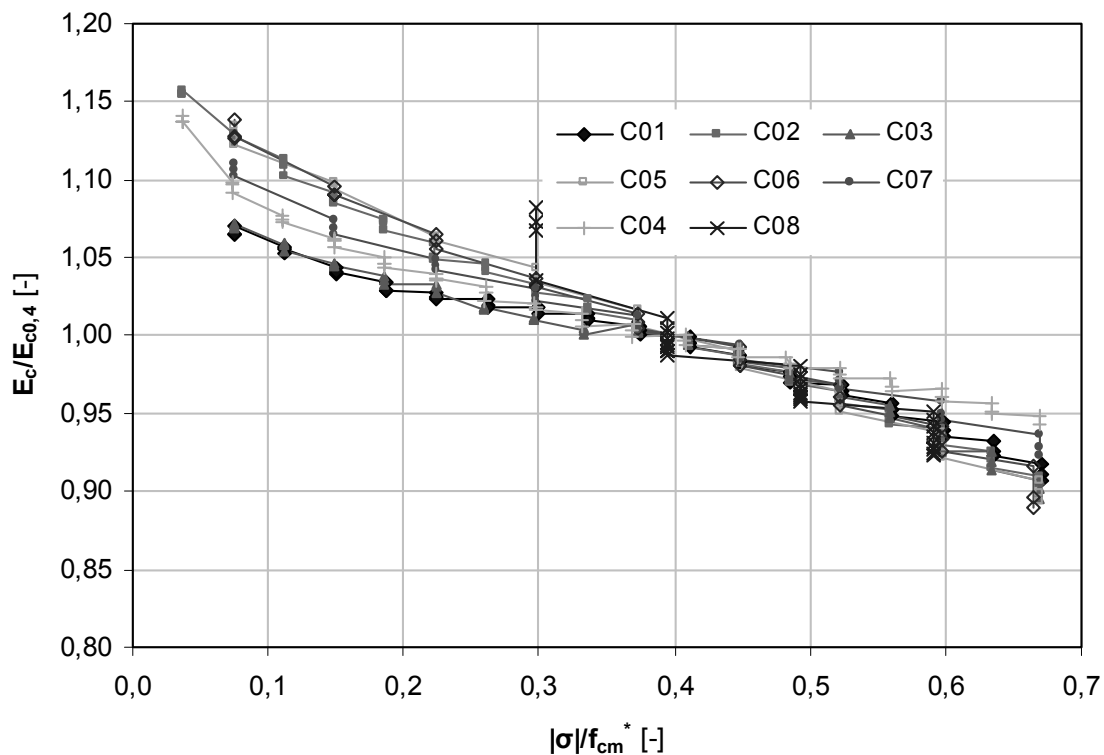


Abb. 3.17: Bezogener E-Modul in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Aus dieser Darstellung kann gefolgert werden, dass in den untersuchten Bereichen kein nennenswerter Einfluss aus der Belastungsgeschwindigkeit, den unterschiedlichen Lasthaltezeiten und der Verdopplung der Lasterhöhung pro Laststufe auf die Entwicklung des E-Moduls festzustellen ist. Die Unterschiede liegen innerhalb der üblichen Streubreite der Werte der einzelnen Proben, zumal die Abweichungen für E_c nicht eindeutig sind. Das heißt, es ist keine eindeutige Ab- oder Zunahme des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit dieser Parameter erkennbar. Dies wird besonders an den Proben C04 und C07 deutlich, welche die beiden Extreme für diese Einflussgrößen darstellen. Die Kurvenverläufe sind ähnlich, obwohl C04 mit einer schnelleren Belastungsgeschwindigkeit und ohne Haltezeiten

gefahren wurde. Im Gegensatz dazu wird C07 mit einer langsameren Geschwindigkeit und einer längeren Lasthaltezeit (6 min) beansprucht.

In den Abbildungen 3.16 und 3.17 ist jedoch ein deutlicher Einfluss der Anzahl der Lastzyklen auf die Entwicklung des E-Moduls zu erkennen. Dies wird besonders beim Versuch C08 deutlich. Für diesen Versuch ist in Abbildung 3.18 der Verlauf von E_c in Abhängigkeit von der Anzahl der Zyklen auf gleichem Beanspruchungsniveau dargestellt. Daraus lässt sich eine starke nichtlineare Abnahme des E-Moduls in den ersten Lastzyklen feststellen. Bis $|\sigma_c|/f_{cm}^* \cong 0,5$ kann etwa ab dem sechsten Zyklus auf gleichem Niveau von einer geringer ausgeprägten Nichtlinearität im Verlauf ausgegangen werden. Eine mehrmalige zyklische Belastung mit einer bestimmten Lastintensität verringert somit die Steifigkeit des Betons. Je höher die Anzahl der Lastzyklen, desto größer ist der Steifigkeitsverlust und umso niedriger ist der Abfall der Steifigkeit bei Belastung auf ein höheres Spannungsniveau. Ähnlich einer Ermüdung verringert sich mit zunehmender Anzahl der Zyklen der Abfall der Steifigkeit pro Lastzyklus und tendiert vermutlich erst bei mehreren hundert Lastwechseln gegen null.

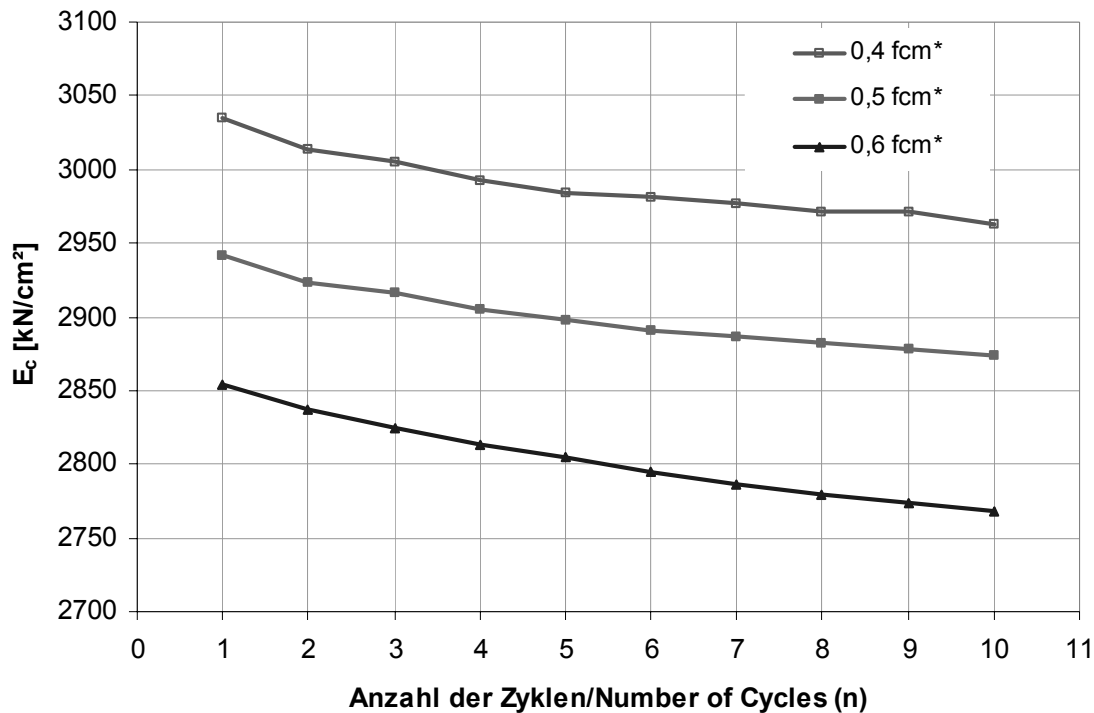


Abb. 3.18: Entwicklung des E-Moduls in Abhängigkeit vom Lastzyklus für Probe C08

Die Abhängigkeit des E-Moduls bzw. der Steifigkeitsdegradation von der Spannungsintensität kann genähert über alle nicht vorbelasteten Proben mit einer Exponentialfunktion in folgender Form angegeben werden:

$$\frac{E_c}{E_{c0,4}} = a \cdot e^{\left(-b \cdot \frac{|\sigma_c|}{f_{cm}^*}\right)} \quad [3.21]$$

Eine Anpassung an die vorliegenden Versuchswerte gelingt im Bereich bis $\sigma_c/f_{cm}^* \leq 0,7$ mit $a \cong 1,15$ und $b \cong 0,35$ (siehe Abbildung 3.19). Dabei ergibt sich ein Verhältnis des Sekantenmoduls $E_{c0,4}$ bezogen auf den Entlastungs-Tangentenmodul im „Ursprung“ (Punkt 2 in Abb. 3.2) von rund 1,15. Die Abweichung dieser Näherung bezüglich der vorhandenen Versuchswerte beträgt maximal etwa 4 % (Probe C04).

Die Abhängigkeit des E-Moduls von der Anzahl der Lastzyklen n mit gleicher Beanspruchungsintensität σ_c/f_{cm}^* kann im Kurzzeitfestigkeitsbereich, d.h. bei niederzyklischer (low cycle) Beanspruchung näherungsweise in folgender potenzieller Form angegeben werden:

$$E_{c,red} = E_{c;n=1} \cdot n^{-c} \quad [3.22]$$

Eine Anpassung an die vorliegenden Versuchswerte der Probe C08 gelingt im Bereich bis $\sigma_c/f_{cm}^* \leq 0,5$ mit $c \cong 0,01$. Darüber hinaus würde diese Abschätzung im Bereich einer höheren Anzahl von Zyklen zu einer Unterschätzung der Degradation der Steifigkeit führen (siehe Abbildung 3.20). Die Beziehung nach Gleichung [3.22] erreicht nach einer für Schwell- bzw. Dauerbelastungen üblichen Zyklenanzahl von $n = 2 \cdot 10^6$ den „Endwert“ 0,86. Die Abweichung innerhalb der vorhandenen Versuchswerte beträgt bis zu $\sigma_c/f_{cm}^* \leq 0,5$ für alle Proben weniger als 0,6 %. In Analogie zum Verlauf der *Wöhler*-Linie für Beton im Zusammenhang mit der verminderten Festigkeit unter vielfach wiederholter Belastung (siehe u.a. [Ham]) würde dieser Wert (bezogenen auf die Prismenfestigkeit) für ein Spannungsverhältnis von Unter- zu Oberspannung $\sigma_u/\sigma_o \cong 0$ bereits bei etwa $10^2 = 100$ Lastwechseln erreicht.

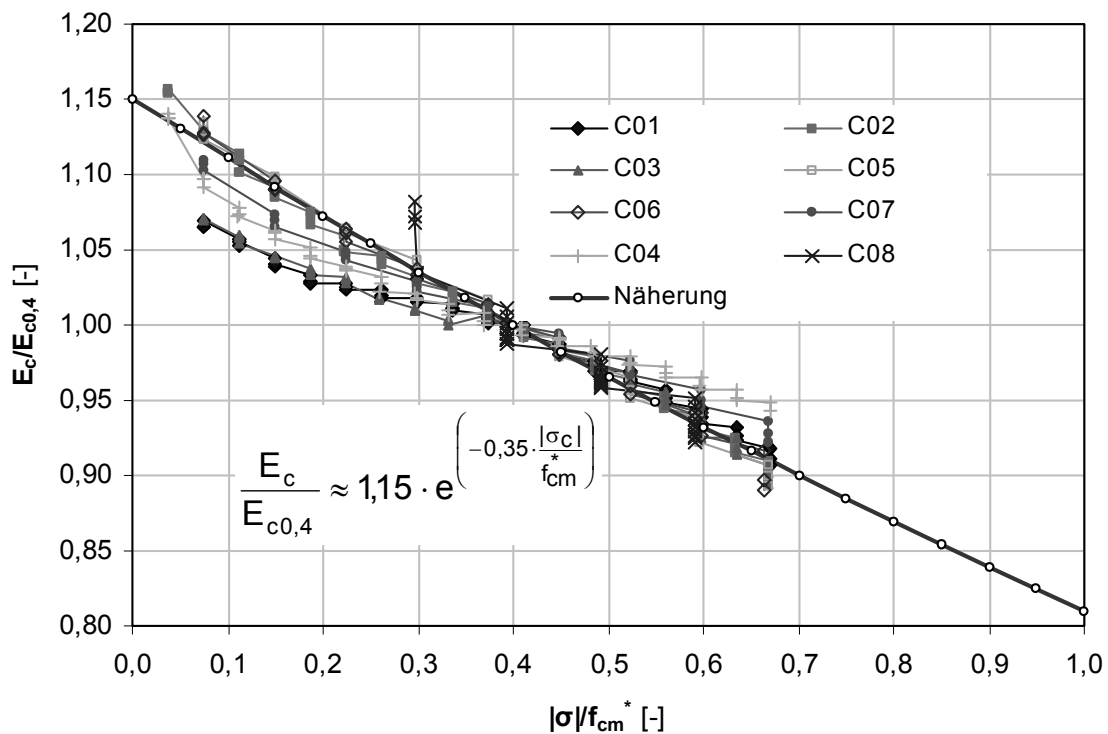


Abb. 3.19: Bezogener E-Modul in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (Näherung)

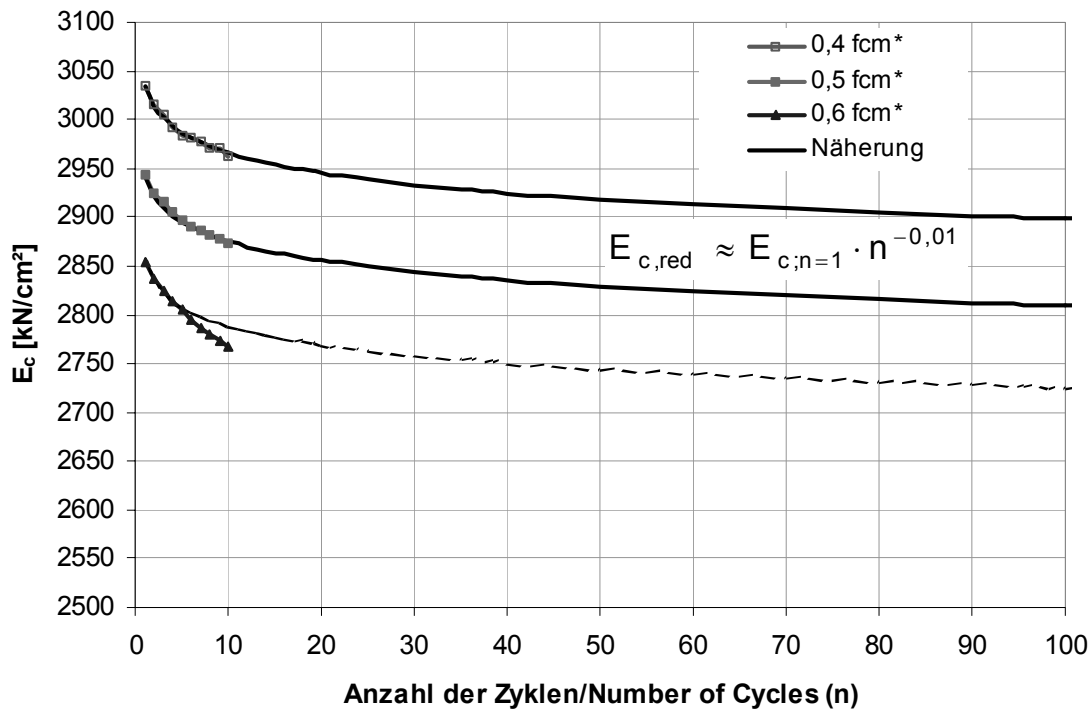


Abb. 3.20: Reduzierter E-Modul in Abhängigkeit vom Lastzyklus (Probe C08; Näherung)

3.2.4.3 Verformungsanalyse

Neben der bereits bei der Analyse der Steifigkeitsentwicklung betrachteten elastischen Verformungen werden hier die bei jedem vollständigen Be- und Entlastungszyklus auftretenden viskosen bzw. zeitvarianten Verformungsanteile analysiert (vgl. Abschnitt 2.4). In Abbildung 3.21 sind die Verformungsanteile aufgetragen, die sich während der Lasthaltephase in allen Zyklen der Proben C01 bis C08 eingestellt haben. Die während der Erholungsphase wieder rückläufigen visko-elastischen Kriechverformungen sind für alle Zyklen in Abbildung 3.22 aufgetragen. Die Besonderheiten der Lastregime bei den Versuchen C04 und C09 bedingt das Fehlen entsprechender Werte in diesen Darstellungen. Es zeigt sich ein deutlich nichtlinearer Verlauf der Anteile der Kriechverformungen in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau. Aus dem Vergleich der Verläufe aller Versuche ist zu erkennen, dass die Einzelwerte in den Zyklen trotz z.T. unterschiedlicher Lastregime in einem relativ engen Bereich liegen. Ein maßgeblicher Einfluss der Vorbelastung bei den Proben C01 und C03 auf das Kriechverhalten ist aus diesen Darstellungen nicht abzuleiten. Prinzipiell kann jeder vorangegangene Zyklus als Vorbelastung der Probe angesehen werden. Wird erneut innerhalb des bereits erduldeten Beanspruchungsniveaus belastet, so stellen sich in gleicher Zeiteinheit betragsmäßig geringere anteilige Kriechverformungen ein. Somit wird durch eine mehrfach wiederholte Belastung ein innerhalb des Niveaus dieser Vorbelastung kriechärmerer Beton erzeugt. Der Primärzyklus liefert dabei deutlich die größten viskosen Verformungen, wie aus den Abbildungen 3.21 und 3.23 zu erkennen ist.

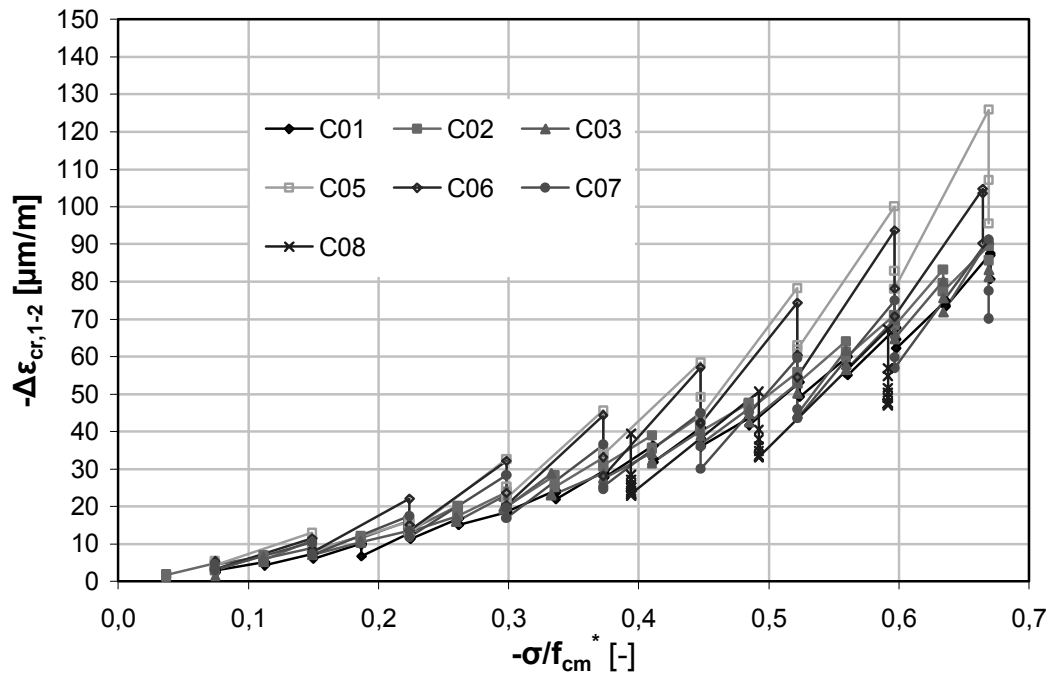


Abb. 3.21: Viskose Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (alle Zyklen)

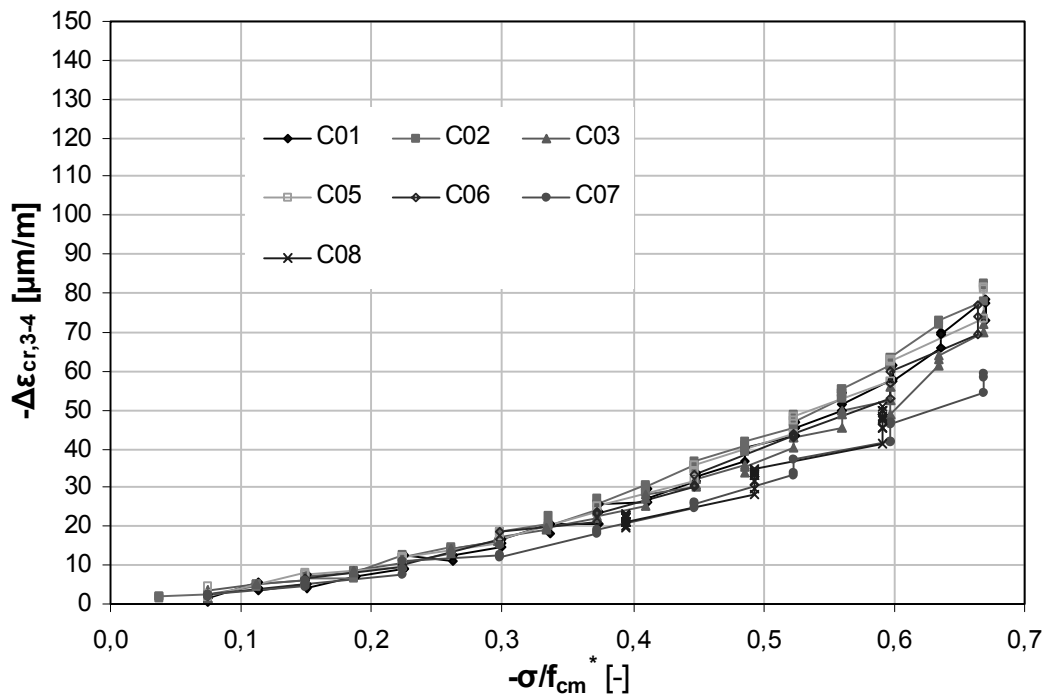


Abb. 3.22: Visko-elastische Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (alle Zyklen)

Bei den Proben C05 bis C07 verringert sich mit sinkender Belastungsgeschwindigkeit der Betrag der während der Lasthaltephase aufgebauten Kriechverformungen. Erwartungsgemäß weisen diese Proben wegen der höheren Belastungszeiten größere Kriechverformungen auf, wobei sich die Probe C07 trotz der doppelten Standzeit sehr dem Verhalten der übrigen Proben annähert. Dies liegt vermutlich darin begründet, dass sich aufgrund der auf ein Viertel reduzierten Belastungsgeschwindigkeit bereits ein Großteil der

Kriechverformungen während der Belastungsphase aufgebaut haben. Ähnlich lässt sich auch der Verlauf der visko-elastischen Anteile $\Delta\epsilon_{cr,3-4}$ begründen. Dort bauen sich schon wesentliche Teile der reversiblen Kriechverformung während der Entlastungsphase ab, so dass ihr ($\sigma=0$)–Wert scheinbar abnimmt. Der Anteil der visko-elastischen Verformung an der gesamten Kriechverformung pro Lastzyklus bleibt näherungsweise konstant (siehe Abbildungen 3.22 und 3.23). Das heißt, dass mit zunehmender Anzahl der Folgezyklen die visko-plastischen Verformungen gegen null tendieren. Eine lineare Abhängigkeit der verzögert elastischen Anteile der Kriechverformungen vom Spannungsniveau, wie in [DIN5] angegeben, kann hier nicht bestätigt werden.

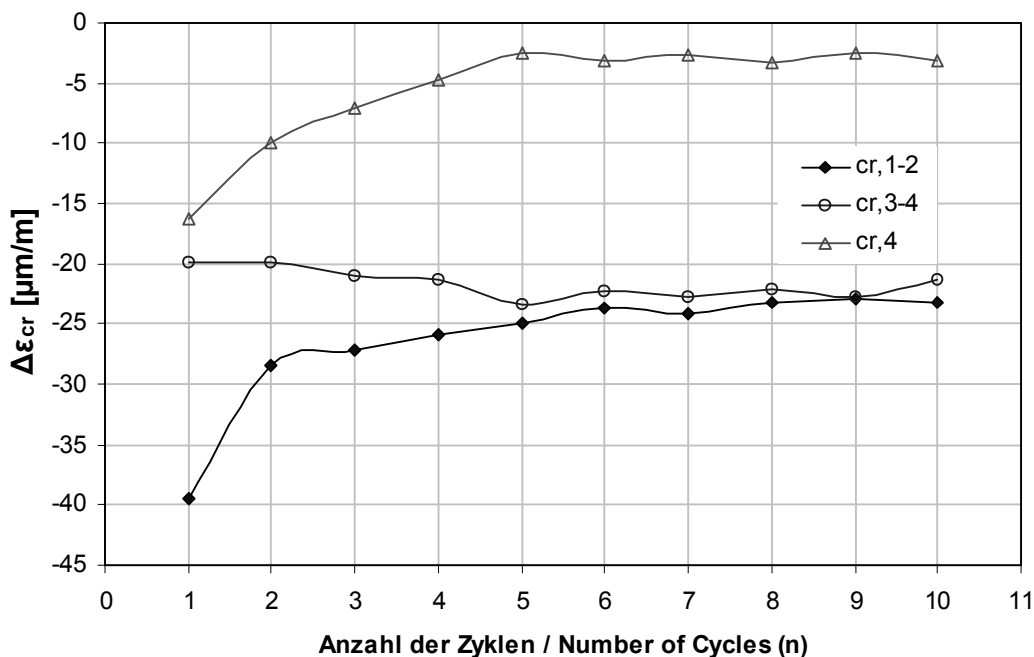


Abb. 3.23: Kriechverformungen in Abhängigkeit vom Lastzyklus für Probe C08 ($-\sigma_c/f_{cm}^* = 0,4$)

In den Abbildungen 3.24 und 3.25 sind für jeden Primärzyklus die bezogene Kriechverformung $\Delta\phi$ während der Lasthaltephase bzw. die Kriecherholung $\Delta\phi_{v-el}$ während der Erholungsphase aufgetragen.

Es zeigt sich für alle Proben, sowohl für die bezogene viskose Verformung $\Delta\phi$ als auch für die bezogene Kriecherholung $\Delta\phi_{v-el}$, eine näherungsweise lineare Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau. Unter der Annahme, dass die während der Erholungsphase zur Verfügung gestellte Zeit ausreichend ist, stellt $\Delta\phi_{v-el}$ den visko-elastischen Anteil an der gesamten bezogenen Kriechverformung dar. Der Verlauf ist für alle Proben prinzipiell ähnlich, wobei erwartungsgemäß die bezogenen Werte für die Belastung der Proben C05 bis C07 aufgrund der verdoppelten Standzeiten nach dem Erreichen von $F_{max,i}$ größer sind als die der übrigen Proben. Ein Bereich mit einer zumindest zyklusabhängig konstanten Kriechzahl $\Delta\phi$ (lineares Kriechen) bildet sich nicht heraus.

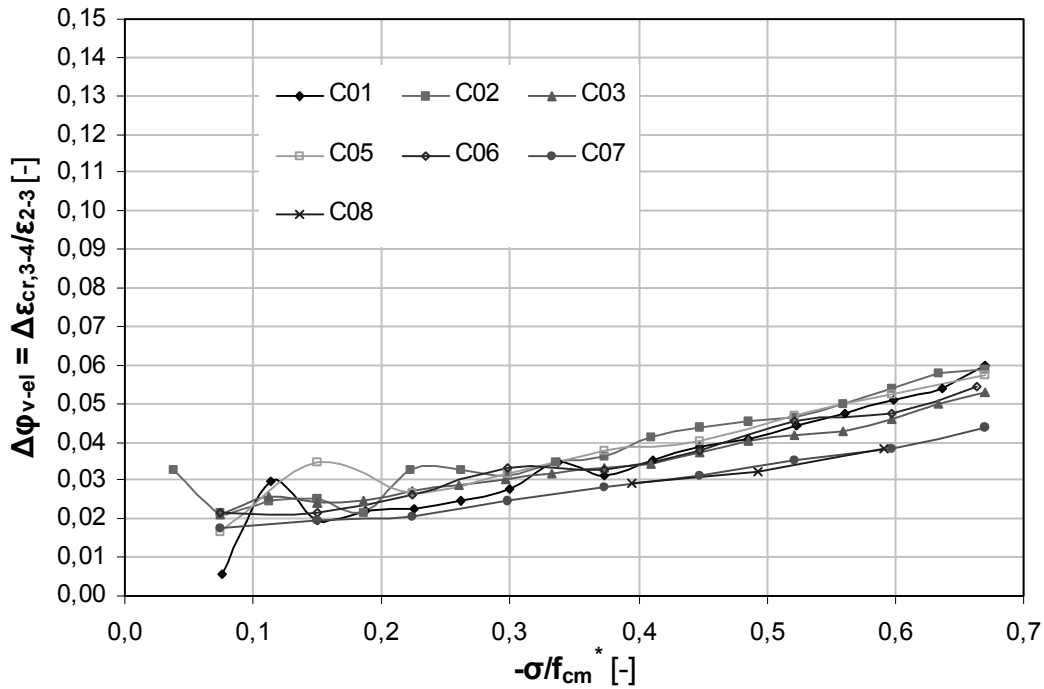


Abb. 3.24: Bezoogene Kriecherholung der Primärzyklen aller Proben mit NB

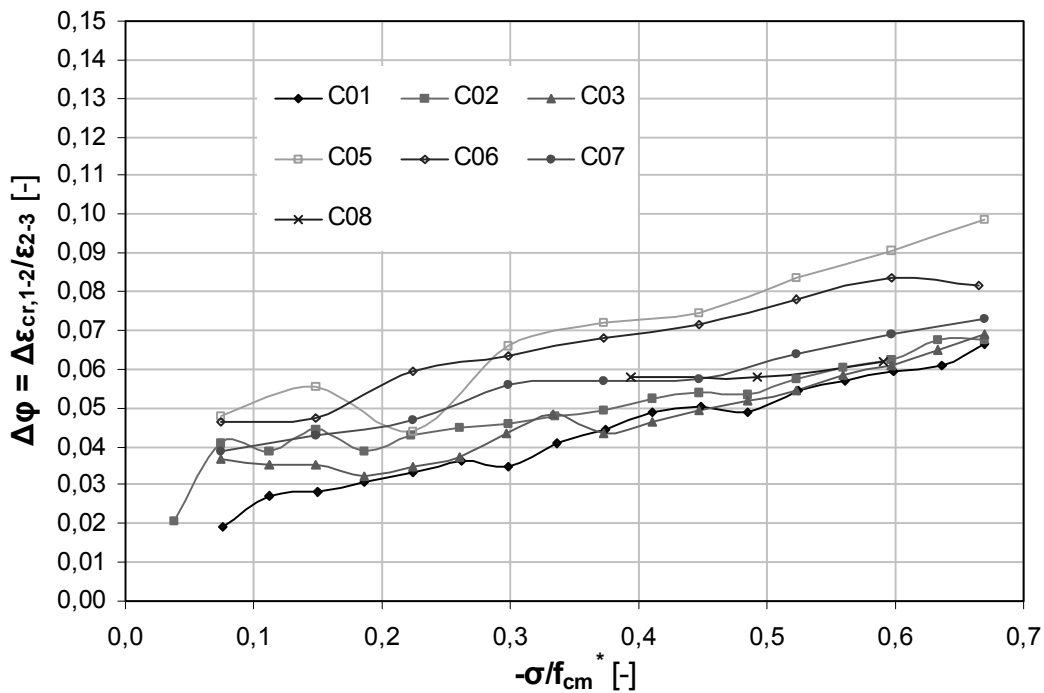


Abb. 3.25: Bezoogene Kriechverformung der Primärzyklen aller Proben mit NB

Die sich während der Lasthaltephase aufbauenden viskosen Verformungen $\Delta\phi$ nehmen mit zunehmender Anzahl der Nachfolgezyklen auf ein und demselben Spannungsniveau ab und bleiben ab dem 6. Zyklus etwa gleich groß. Dies gilt auch für den darin enthaltenen Anteil der visko-plastischen Verformungen. Der Betrag der visko-elastischen Kriechverformung $\Delta\epsilon_{cr,3-4}$ nimmt mit der Anzahl der Zyklen leicht zu und bleibt ab dem 6. Zyklus ebenfalls konstant. Dies zeigt sich insbesondere bei der Probe C08 (siehe Abbildung 3.23). Durch die

gleichzeitige Abnahme der Inkremente der gesamten Kriechverformung $\Delta\varepsilon_{cr,1-2}$ der nachfolgenden Zyklen, steigt bei dieser Probe der reversible Anteil $\Delta\varepsilon_{cr,3-4}$ von im ersten Zyklus etwa 50 % bis zum zehnten Zyklus auf fast 100 % erheblich an. Das heißt, dass ab etwa dem 6. Lastzyklus auf gleichem Spannungsniveau nahezu die gesamte Kurzzeit-Kriechverformung reversibel ist. Das Verhältnis von visko-elastischer zur gesamten viskosen Verformung nach allen Tertiärzyklen ist in Abbildung 3.26 dargestellt. Da die Kriechverformung schon nach den Sekundär- und Tertiärzyklen deutlich geringer ausgeprägt ist, gleichen sich die Werte einander an. Für alle untersuchten Proben liegt der Anteil der reversiblen Kriechverformungen im Tertiärzyklus bei durchschnittlich etwa 85 %.

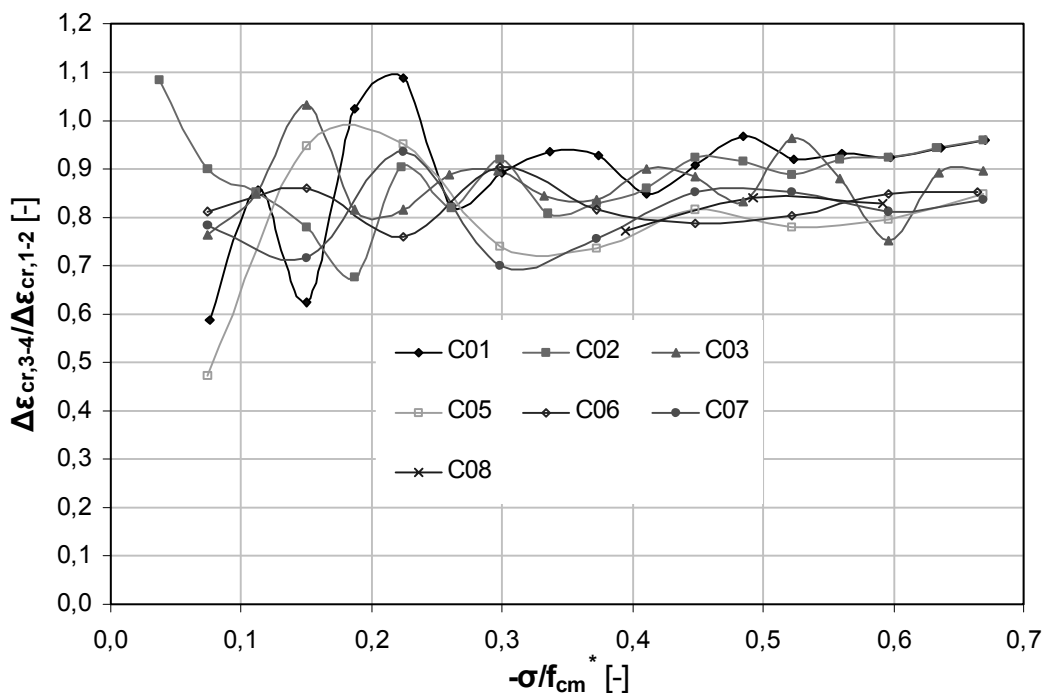


Abb. 3.26: Visko-elastischer Anteil an der Kriechverformung des Tertiärzyklus (alle Proben)

Trotz dieser Tatsache verbleibt aus den Nachfolgezyklen noch ein geringer Anteil irreversibler Verformungen im Beton (bezogen auf $\Delta\varepsilon_{cr,1-2}$ etwa 10 bis 15 %). Dieser muss demnach aus der mit einer Steifigkeitsveränderung verbundenen Belastungsphase resultieren.

Die Probe C08 wurde vor der eigentlichen mehrfach zyklischen Belastung zunächst impulsartig vorbelastet und anschließend 60 min lang mit einer konstanten Belastungsintensität von $-\sigma_c/f_{cm}^* = 0,3$ beansprucht (vgl. Abb. 3.11). Danach erfolgt eine 60-minütige Entlastung der Probe. In Abbildung 3.27 ist der Verlauf der viskosen Längsstauchungen ε_c in Abhängigkeit von der Zeit t aufgetragen. Nach der einstündigen Belastung wird bereits eine bezogene Kriechverformung $\Delta\varphi$ von etwa 0,14 erreicht. Während der folgenden einstündigen Entlastung bildet sich etwa 45 % der Kriechverformungen wieder zurück, d.h. es ergibt sich eine bezogene Kriecherholung von $\Delta\varphi_{v-el} = 0,06$. Dieser Endwert wird bereits schon nach etwa 30 min erreicht.

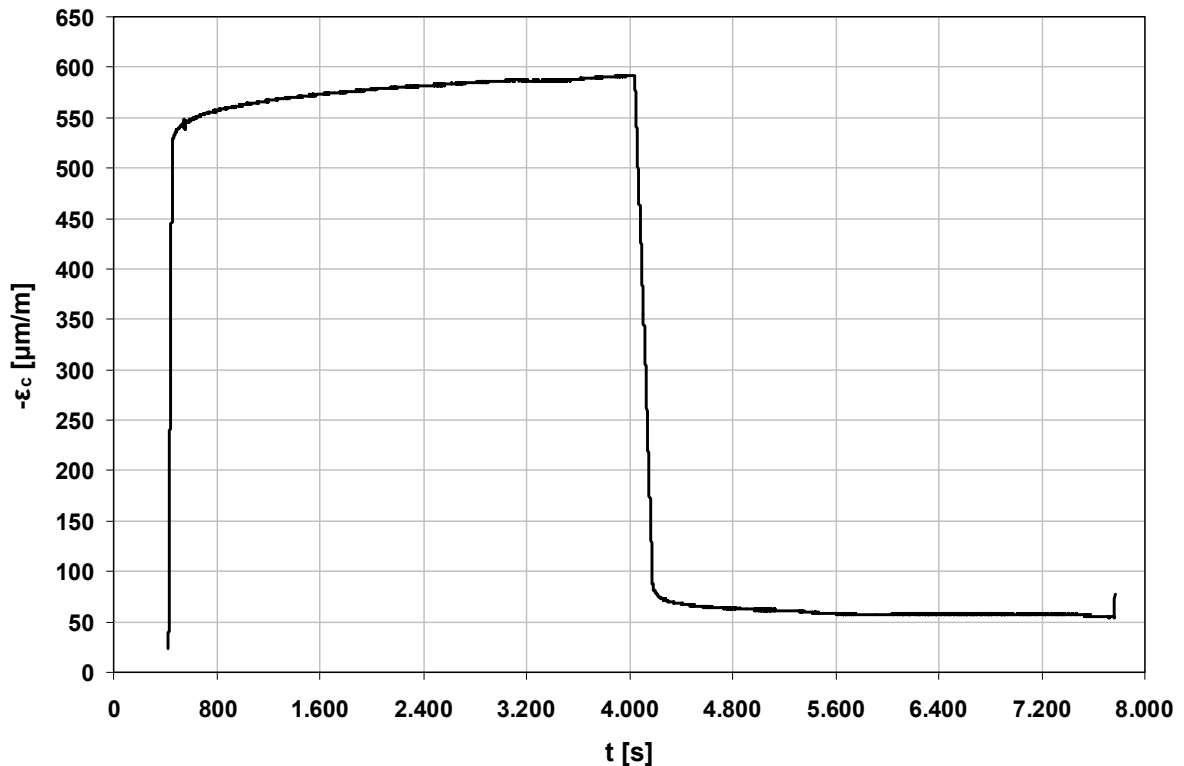


Abb. 3.27: Längsstauchungs-Zeit-Verlauf für 60 min Be- und Entlastung von Probe C08

Bereits 3 min nach dem vollständigen Entlasten der Probe haben sich etwa 16 % der bis zu diesem Zeitpunkt angelagerten Kriechverformungen abgebaut. Nach 30 min sind es etwa 24 %. Nach 60 min wird ein Endwert von ca. 25 % erreicht. Ähnlich verhält es sich beim Versuch C09. Dort werden 30 min nach der vollständigen Entlastung der Probe etwa 25 % der sich bis dahin eingestellten Kriechverformungen wieder „freigelassen“. Nach einer Stunde erhöht sich dieser Wert auf etwa 27 %.

In Abbildung 3.28 ist für alle Versuche die Summe der nach jedem vollständigen Be- und Entlastungszyklus bleibenden Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität dargestellt. Die Akkumulation der Verformungsanteile nimmt ab $-\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,25$ überproportional mit der Belastungsintensität zu. Bei der Probe C04 ist deutlich der Einfluss der fehlenden Standzeit unter konstanter kriecherzeugender Spannung (Lasthaltephase) zu erkennen. Es können sich nur während der durch eine zeitvariante Spannung gekennzeichneten Belastungsphasen Kriechverformungen herausbilden, welche in den sich anschließenden Entlastungsphasen partiell wieder reversibel sind. Somit sind die bleibenden Verformungen nach der Entlastung erwartungsgemäß betragsmäßig geringer als die der übrigen Proben.

Die Proben C01 und C03 weisen aufgrund ihrer Vorbelastung in der Summe kleinere bleibende Verformungen nach Entlastung auf und gleichen sich oberhalb von $-\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,4$ den nicht vorbelasteten Proben (außer C04) an. Dabei ist bei der Probe C03 kein Einfluss der auf 3 min verkürzten Erholungsphase auf den Betrag der bleibenden Kriechverformung zu erkennen. Zwar kann durch die zyklische Vorbelastung keine bedeutende Beeinflussung des visko-elastischen Verformungsverhaltens des Betons erreicht werden, jedoch kann

nachgewiesen werden, dass dadurch zumindest die bleibenden Verformungen nach der Wiederbelastung unterhalb der Grenze der Vorbelastung reduziert werden können.

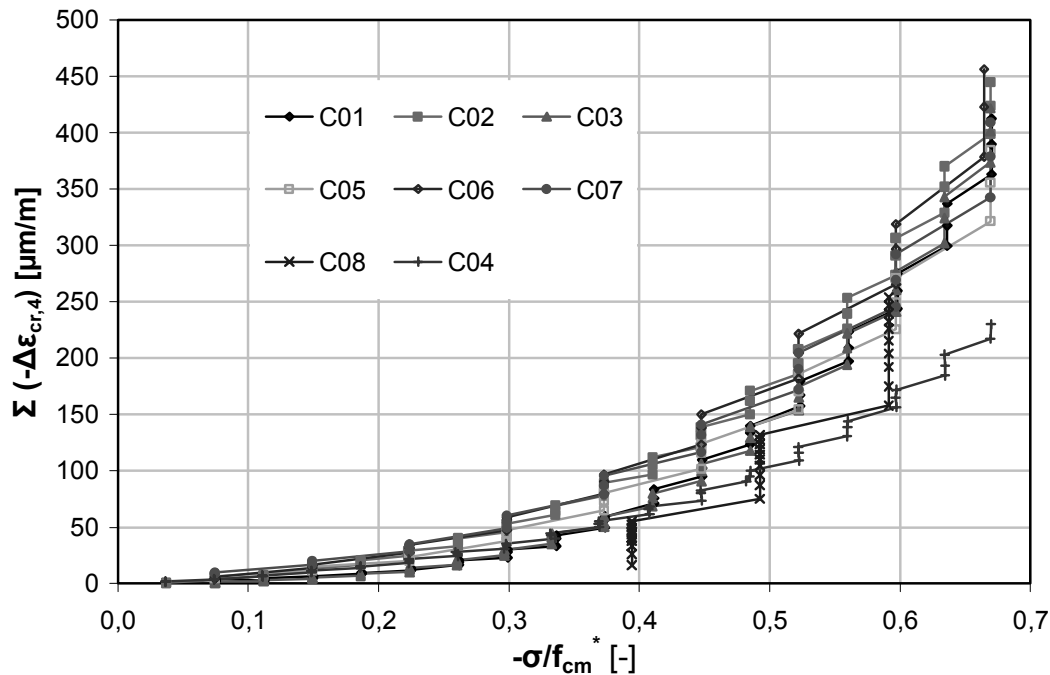


Abb. 3.28: Bleibende Verformungen in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (akkumuliert)

Die vorgeschädigte Probe C08 hat bis $-\sigma/f_{cm}^* \cong 0,4$ weniger Lastwechsel zu „ertragen“ als die übrigen Proben. Somit können sich auch weniger bleibende Verformungsanteile akkumulieren. Durch die anschließende Beanspruchung mit 10 Zyklen pro Laststufe wird diese Schadensakkumulation gewissermaßen „nachgeholt“. Die Summe der bleibenden Verformungen nähert sich bei $-\sigma/f_{cm}^* \cong 0,6$ der der übrigen Proben (außer C04) an.

Am Ende eines jeden Versuches werden die Probekörper zusätzlich zu den jeweiligen Entlastungszeiten nochmals mindestens 30 min entlastet. Dabei stellt sich heraus, dass nach diesem Zeitraum der Betrag der reversiblen Verformung größer ist als die Zunahme der Kriechverformung während des letzten Lastwechsels. Dies liegt in der Zeitdauer der vorangegangenen Erholungsphasen begründet. Innerhalb der in den einzelnen Zyklen zur Verfügung gestellten Zeiten von $t = 3$ min bzw. $t = 6$ min können sich die visko-elastischen Verformungsanteile nicht vollständig zurückbilden. Diese Restanteile haben sich mit aufsummiert und werden nun „freigelassen“. Bei den vergleichbaren Versuchen C01, C02 und C05 bis C07 sind innerhalb eines Zeitraumes von 30 min nach Versuchsende durchschnittlich 5,5 % der bis dahin akkumulierten Kriechverformungen reversibel. Die Proben C03 und C08 die mit einer verkürzten Erholungsphase gefahren wurden, zeigen mit etwa 7 % ein leicht erhöhtes Relaxationsvermögen. Nach weiteren 60 min wird ein Wert von etwa 8 bis 11 % erreicht, der nachfolgend nur noch geringfügig zunimmt.

3.2.4.4 Energiebetrachtungen

Die aus den Versuchen ermittelte Gesamtenergie W nach Gleichung [3.13] bzw. W_{zyklus} nach Gl. [3.16] ist für Lastzyklen mit der gleichen Belastungsintensität näherungsweise

konstant. Aufgrund der Steifigkeitsabnahme vergrößert sich der Anteil der elastisch gespeicherten Energie mit jedem Lastzyklus gleicher Belastungsintensität minimal. Für alle untersuchten Proben ergeben sich die relativ geringen Unterschiede in der Größe der Gesamtenergie im Wesentlichen aus den durch die unterschiedlichen Steifigkeiten der einzelnen Proben bedingten veränderten Anteilen der elastisch gespeicherten Energie (siehe Abbildungen 3.29 und 3.30).

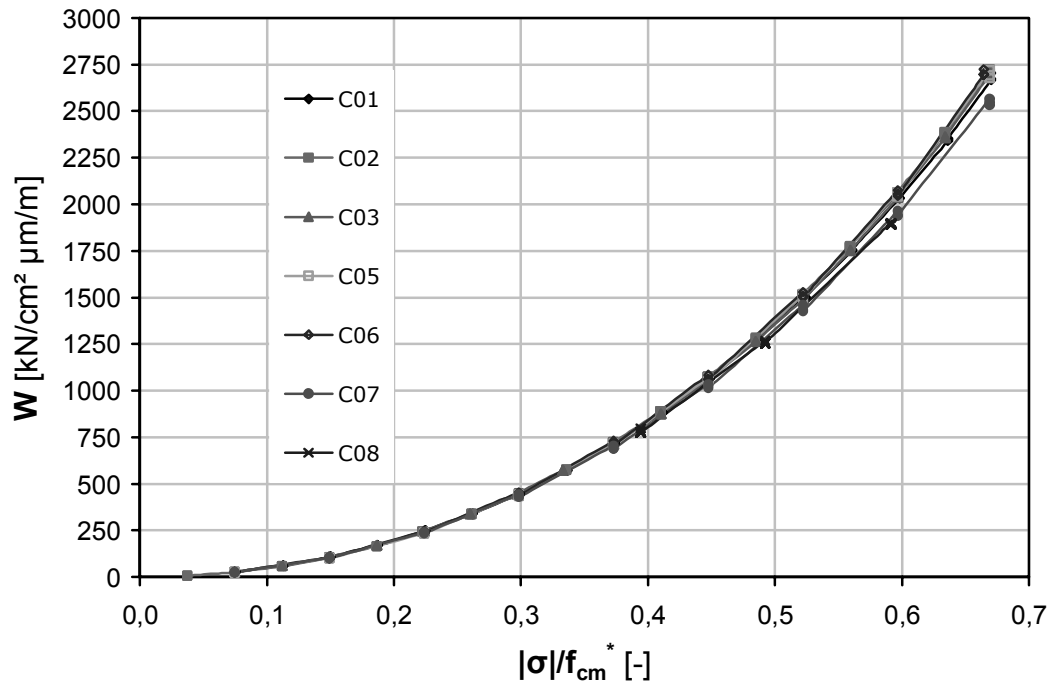


Abb. 3.29: Gesamtenergie W (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

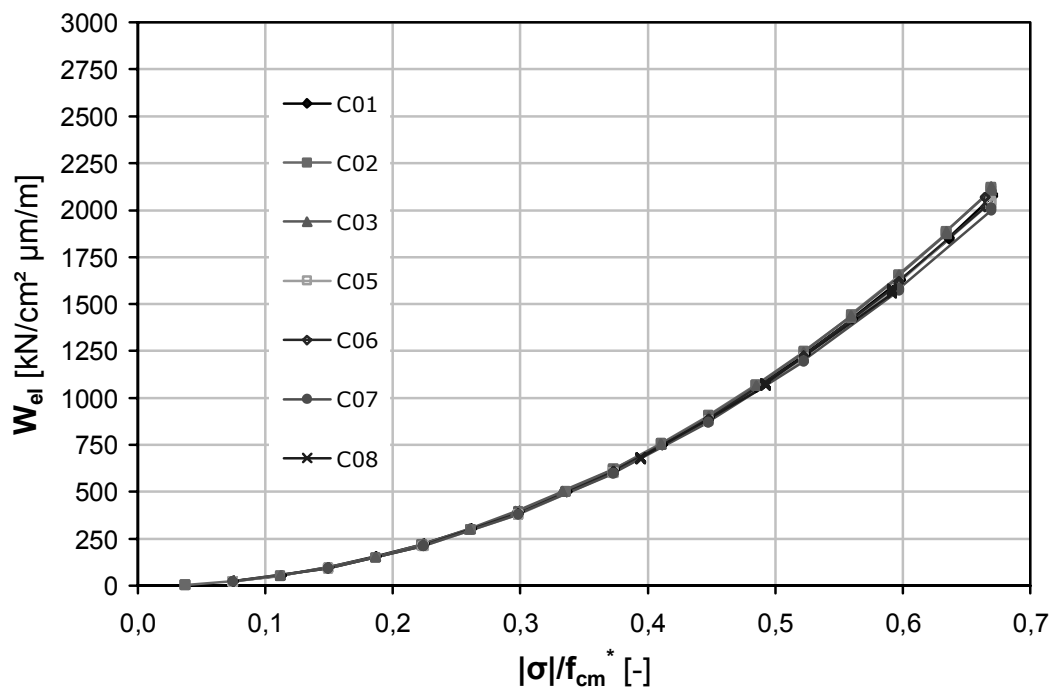


Abb. 3.30: Elastisch gespeicherte Energie W_{el} (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Die Strukturveränderungsenergie W_d und die für reversibles Kriechen dissipierte Energie W_{cr} bilden den geringsten Anteil an der Gesamtenergie W pro Lastzyklus. Den wesentlich größeren Anteil stellt die elastisch gespeicherte Energie W_{el} dar. Daraus kann gefolgert werden, dass das Formänderungsverhalten während der Belastungs- und Lasthaltephasen im Wesentlichen elastisch ist. Die Anteile von W_d und W_{cr} an der Gesamtenergie W nehmen mit steigender Beanspruchungsintensität zu und der Anteil von W_{el} nimmt ab. Das deutet auf zunehmende Schädigung der Mikrostruktur des Betons hin. Beispielhaft dafür sind die Energieanteile für jeden Primärzyklus der Probe C05 in Abbildung 3.31 aufgetragen.

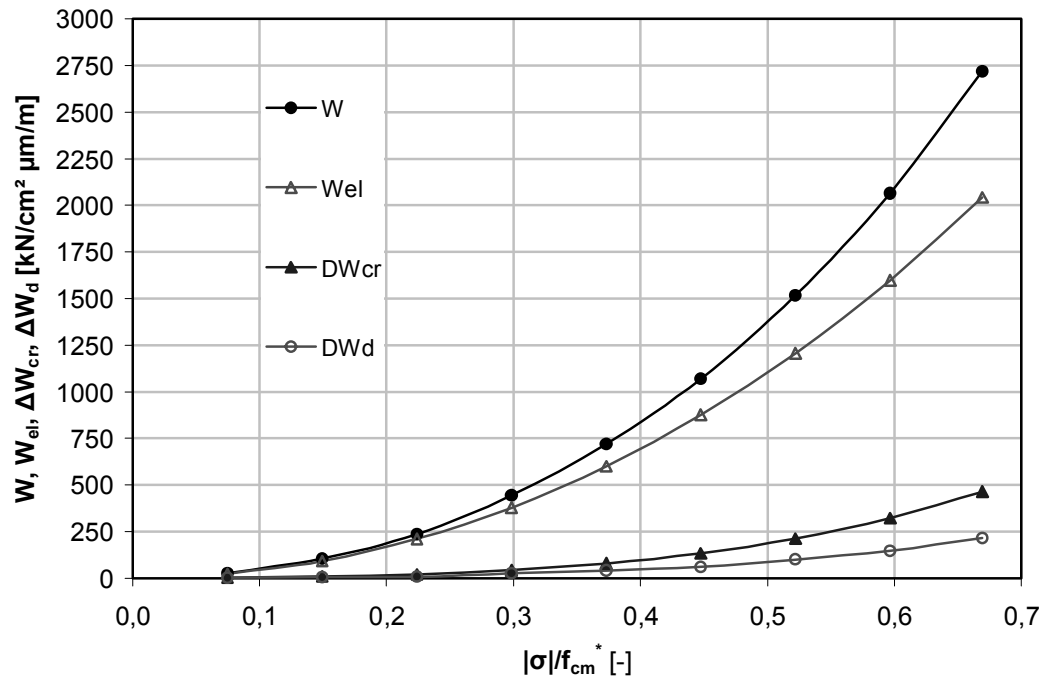


Abb. 3.31: Energieanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität für Probe C05 (Primärzyklen)

Bedingt durch die Vorschädigung weisen die Proben C01 und C03 bis zum Niveau der Vorbelastung von etwa $-\sigma \cong 0,4 f_{cm}^*$ einen deutlich geringeren Anteil an akkumulierter Strukturveränderungsenergie W_d auf als die nicht vorbelasteten Proben. Es zeigt sich dennoch für alle Proben ein deutlich nichtlinearer Verlauf in Abhängigkeit von der Belastungsintensität. Ein Einfluss der Verdopplung der Lasterhöhung pro Laststufe bei den Proben C05 bis C07 kann nicht festgestellt werden, da sich bei doppelter Laststufendifferenz auch der Anteil der dissipierten Strukturveränderungsenergie näherungsweise verdoppelt (siehe Abbildung 3.32).

Der Anteil der für reversibles Kriechen dissipierten Energie W_{cr} wird ebenfalls nicht nennenswert von der Vorbelastung und der Laststufendifferenz beeinflusst. Maßgeblichen Einfluss haben hingegen die elastischen Verformungseigenschaften (vgl. Abbildung 3.33 und 3.22). Wegen der deutlich veränderten Be- und Entlastungsgeschwindigkeit ist bei Probe C07 ein ähnliches Verhalten wie beim Verlauf der korrespondierenden Größe der viskoelastischen Verformungen $\Delta \epsilon_{cr,3-4}$ zu erkennen.

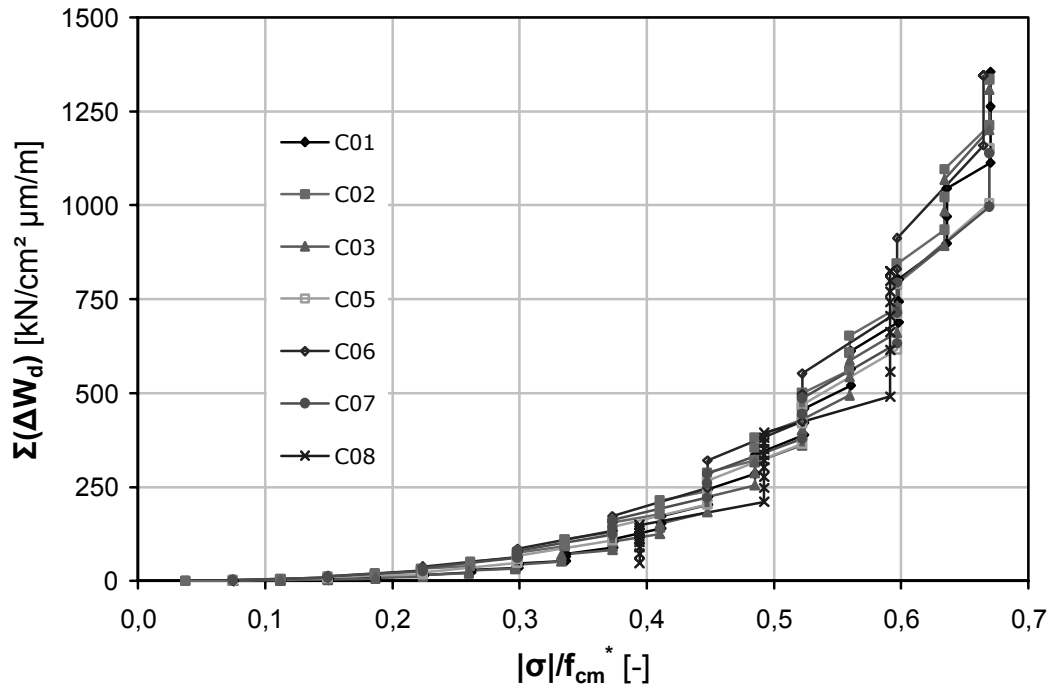


Abb. 3.32: Strukturveränderungsenergie ΔW_d (akkumuliert) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

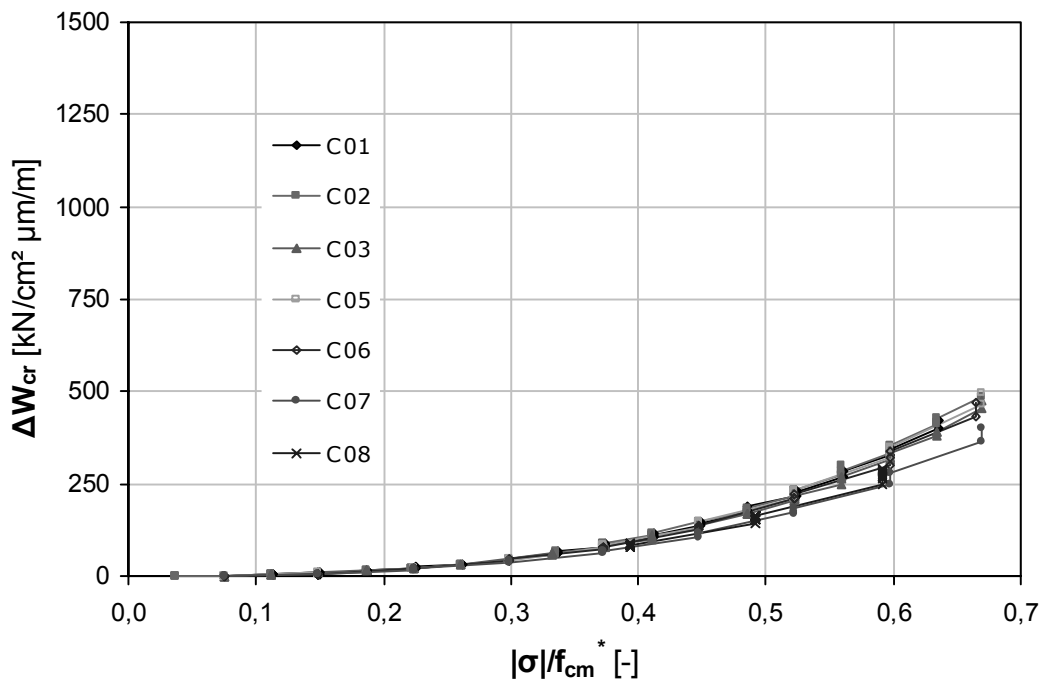


Abb. 3.33: Kriechenergie ΔW_{cr} (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Bei wiederholter Belastung auf gleichem Spannungsniveau verhalten sich die Anteile der Strukturveränderungsenergie W_d und der für reversibles Kriechen dissipierten Energie W_{cr} gegenläufig. Während der Schädigungsanteil ΔW_d mit der Anzahl der Zyklen abnimmt, erhöht sich der Kriechanteil ΔW_{cr} mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen auf gleichem Beanspruchungsniveau $|\sigma_c|/f_{cm}^*$. Beispielsweise reduziert sich beim Versuch C08 der Anteil

von ΔW_d beim zehnten Zyklus auf durchschnittlich etwa 20 % des Ausgangswertes, während sich der Anteil von ΔW_{cr} beim gleichen Zyklus nur um etwa 15 % erhöht (siehe Abbildung 3.34). Diese Werte haben eine mit Zunahme von $|\sigma_c|/f_{cm}^*$ steigende Tendenz. Der Anteil der elastisch gespeicherten Energie nimmt dabei um etwa 1,3 % minimal zu.

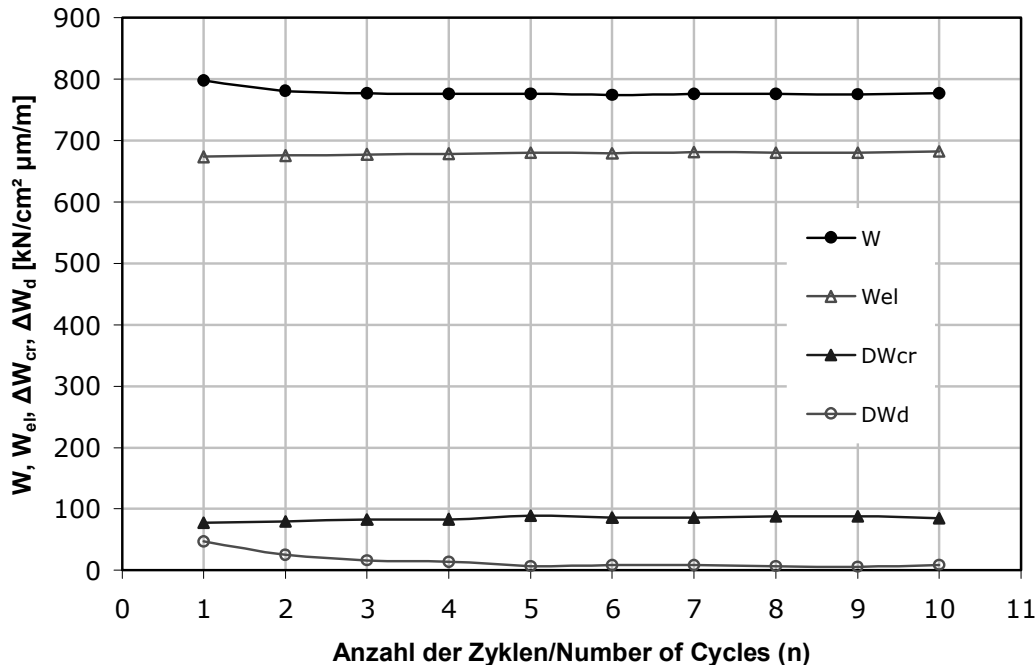


Abb. 3.34: Energieanteile in Abhängigkeit vom Lastzyklus für Probe C08 ($|\sigma|/f_{cm}^* \cong 0,4$)

Die Abnahme des Betrages der Gesamtenergie innerhalb der ersten Lastzyklen ist im Wesentlichen auf Entwicklung des Schädigungsanteils in diesen Zyklen zurückzuführen. Mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen auf gleichem Niveau verringert sich der Anteil der Schädigungsenergie ΔW_d und bleibt etwa ab dem 5. Zyklus näherungsweise konstant. Dies bestätigt einerseits die Erkenntnis, dass sich der Steifigkeitsabfall pro Lastzyklus verringert und andererseits auch, dass nach mehreren Zyklen noch immer eine Degradation auftritt. Erst wenn der Anteil der Strukturveränderungsenergie ΔW_d sich zu null ergibt, findet kein weiterer Steifigkeitsabfall statt. Die Auswertungen nach den Gleichungen [3.18] bzw. [3.19] ergeben dabei, dass der Anteil der Mikro-Rissbildung an der gesamten Strukturveränderungsenergie durchschnittlich nur etwa 20 % ausmacht. Überwiegend wird also im Beton Energie für so genannte interkristalline Strukturveränderungsprozesse dissipiert (vgl. Abbildungen 3.35 und 3.32).

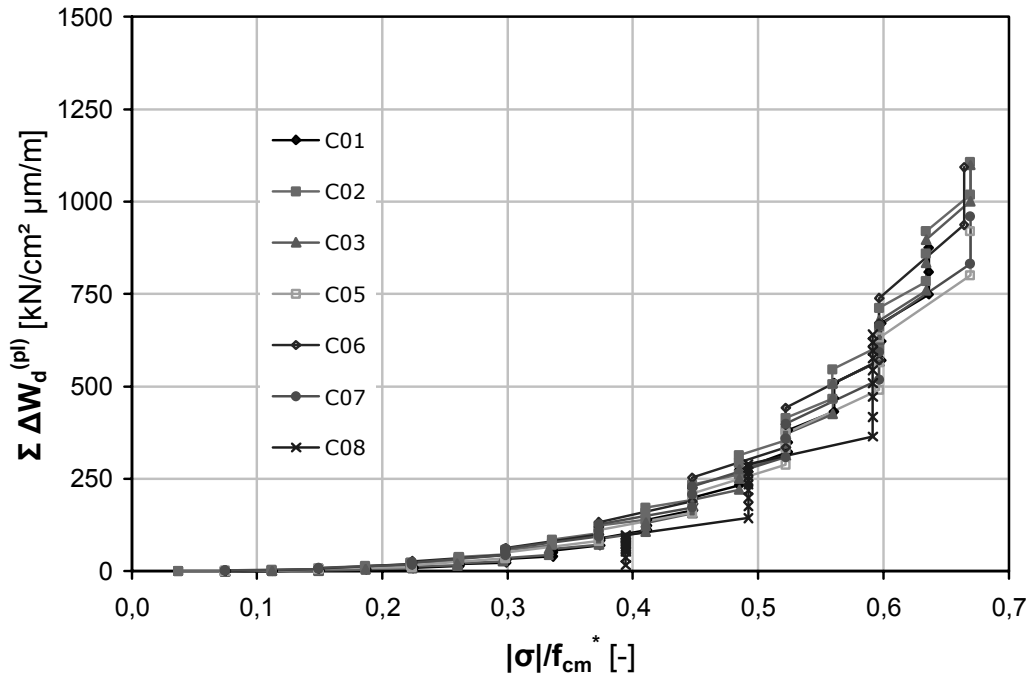


Abb. 3.35: Strukturveränderungsenergie $\Delta W_d^{(pl)}$ (akkumuliert) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

In Abbildung 3.36 ist der Damage Index DI nach Gleichung [3.20] für die Proben C01 bis C08 (außer C04) dargestellt. Es zeigt sich ein dem der akkumulierten bleibenden Verformungen ähnlicher nichtlinearer Verlauf. Der Schädigungsgrad wird durch den DI-Wert angegeben und bewegt sich bei $\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,65$ bei etwa 65 %. Die vorgeschädigten Proben C01 und C03 weisen erwartungsgemäß bis zum Niveau der Vorbelastung einen geringeren Grad der Schädigung auf als die übrigen Proben, d.h. das Schädigungsniveau ist geringer und der Schädigungszuwachs ist nahezu gleich. Oberhalb von $\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,5$ wird jedoch für alle Proben in etwa der gleiche Schädigungsgrad erreicht.

Beim Erreichen eines neuen (höheren) Beanspruchungsniveaus deutet der DI-Index mancher Proben scheinbar einen geringeren Grad der Schädigung an. Dies ist damit zu begründen, dass der Zuwachs an Strukturveränderungsenergie ΔW_d im Primärzyklus zwar am größten ist, betragsmäßig jedoch deutlich geringer ausfällt als der Zuwachs an elastischer Arbeit ΔW_{el} . Damit verringert sich der bezogene Wert DI. Beim Betrachten des Folgezyklus wird dies schließlich wieder „ausgeglichen“ und ein dem alten (niedrigeren) Beanspruchungsniveau gegenüber höherer Schädigungsgrad erreicht.

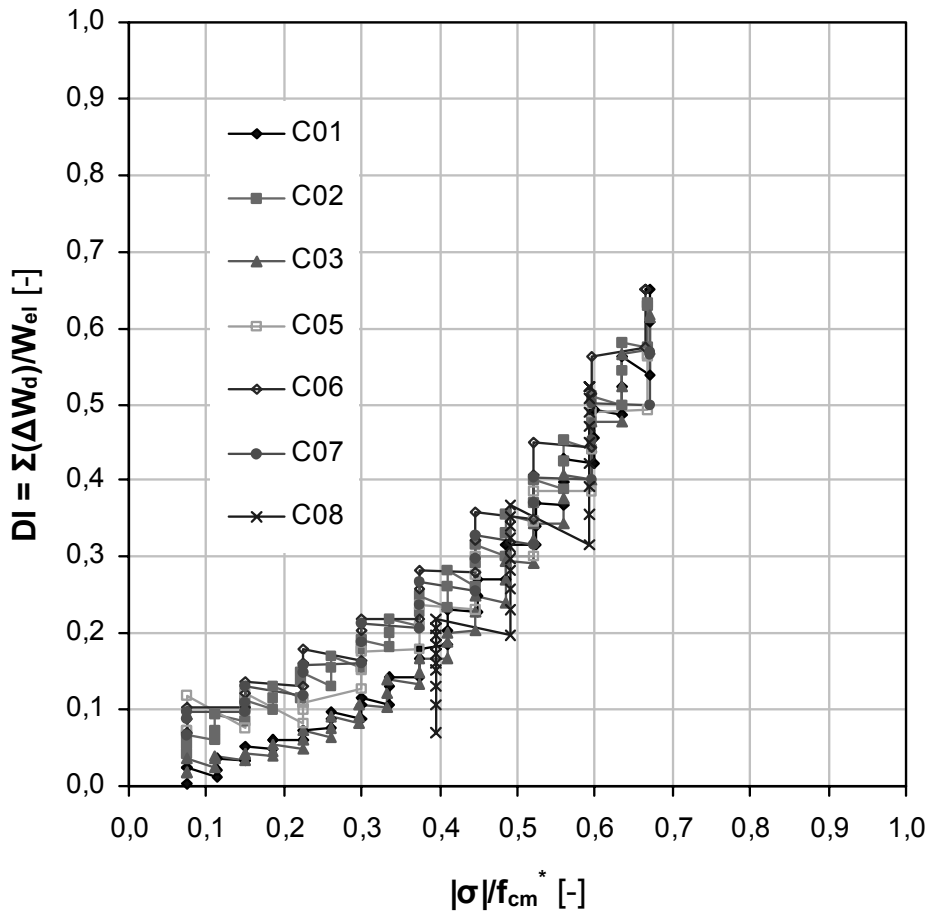


Abb. 3.36: Damage Index DI – Bezogene Schädigungsenergie in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (NB)

Werden die Arbeitslinien der Proben C07 (zyklische Belastung) und C09 (Stufenbelastung) in ein gemeinsames Diagramm eingetragen, wird deutlich, dass trotz unterschiedlicher Belastungsregime die Arbeitslinie der Probe C09 im Prinzip die umhüllende Spannungs-Dehnungslinie der Probe C07 bildet (siehe Abbildung 3.37). Dies bestätigt die Aussagen des Abschnittes 2.2, wo u.a. festgestellt wurde, dass die Arbeitslinie unter niederzyklischer Belastung mit der unter monoton ansteigender Belastung übereinstimmt. Diese Aussage kann nun auch dahingehend erweitert werden, dass die unter monoton ansteigender Belastung dissipierte Energie im Wesentlichen mit der unter niederzyklischer Beanspruchung übereinstimmt.

Die Standzeiten unter maximaler Oberspannung $F_{max,i}/A$ sind beim Versuch C07 pro Zyklus halb so groß wie bei C09. Hier macht sich jedoch der Effekt der Akkumulation hysteretischer Energie durch die Nachfolgezyklen bemerkbar. Aus dem Entlastungspfad beider Proben ist außerdem zu erkennen, dass trotz der unterschiedlichen Entlastungsgeschwindigkeiten die Steifigkeiten beider Proben während der Entlastung nahezu identisch sind.

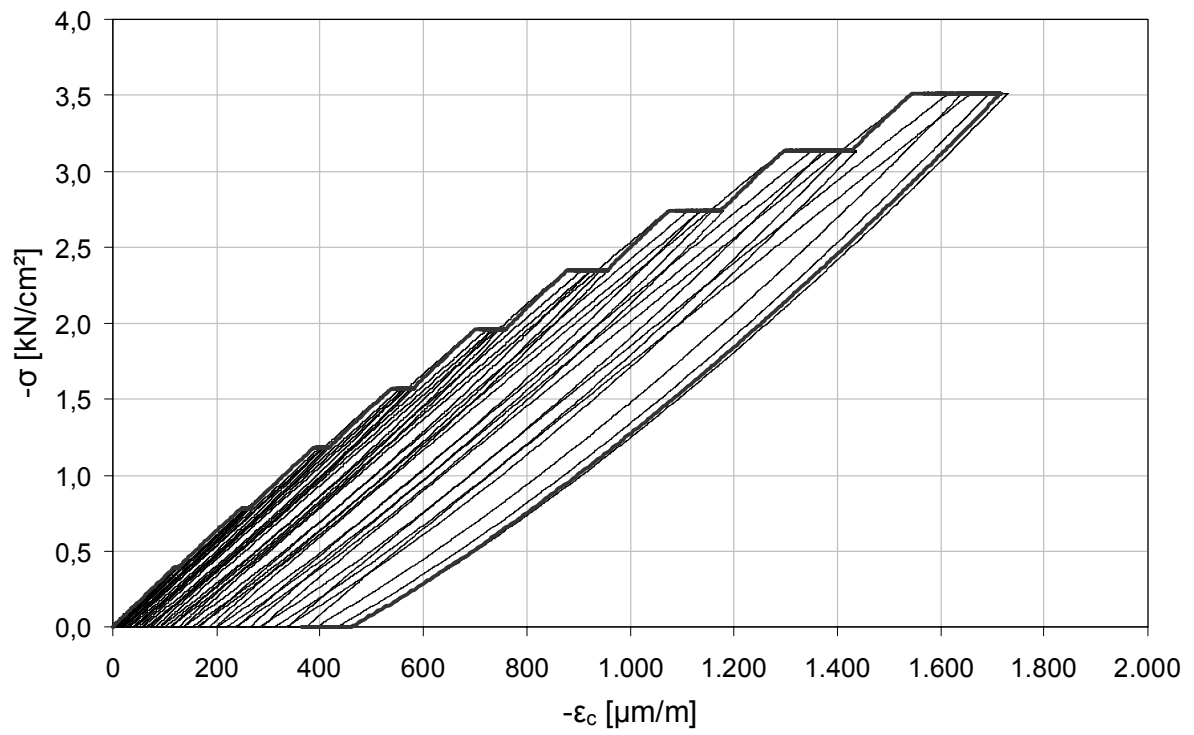


Abb. 3.37: Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien infolge niederzyklischer (Probe C07) und infolge Stufenbelastung (Probe C09)

3.3 Versuche an selbstverdichtendem Beton

3.3.1 Versuchskonzeption

Bei den nachfolgend analysierten Versuchen wird im Vergleich zum Normalbeton das Kurzzeit-Kriechverhalten und die Entwicklung der Schädigung von selbstverdichtendem hochfestem Beton (SVB) unter zyklischer Belastung bis zum Bruch untersucht. Zudem werden verschiedene Erhärstungsstadien betrachtet. Im Wesentlichen werden Probekörper jeweils nach 28, 70 und 91 Tagen untersucht. Aufgrund des sehr niedrigen w/z-Wertes von SVB werden hohe Frühfestigkeiten erwartet. Daher werden noch zusätzliche Proben nach 7 und 14 Tagen getestet. Diese Versuche sind allerdings nur als Ergänzung zu betrachten. Für zuverlässige Daten sind noch weitere Versuchsreihen zur Untersuchung der Frühfestigkeit notwendig.

Alle Proben verblieben einen Tag in der Schalung und wurden anschließend bei einer Lufttemperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von etwa 65 % im Klimaraum gelagert. Diese Klimabedingungen herrschen auch während des gesamten Versuchsumfangs vor.

Als Probekörper werden Zylinder mit den Abmessungen $h = 300 \text{ mm}$ und $d = 100 \text{ mm}$ verwendet, die am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar gefertigt worden sind. Die tatsächlichen mittleren Abmessungen sind in Tabelle 3.6 zusammengestellt. Bei der gewählten Schlankheit von $h/d \cong 3$ kann vom einem einachsigen Spannungszustand im mittleren Bereich der Proben ausgegangen werden. Störeinflüsse der Krafteinleitungsbereiche können somit eliminiert werden.

Tab. 3.6: Mittlere Abmessungen der Probekörper (SVB)

Probe	mittlere Durchmesser d [mm]	mittlere Höhe h [mm]	mittlere Schlankheit h/d
Cyl 01-07	103,5	302,5	2,92
Cyl 02-07	103,3	302,4	2,93
Cyl 01-14	102,9	302,9	2,94
Cyl 03-14	103,2	302,2	2,93
Cyl 01-28	103,3	302,4	2,93
Cyl 02-28	103,2	303,9	2,94
Cyl 03-28	103,2	302,2	2,93
Cyl 01-70	103,3	302,8	2,93
Cyl 02-70	101,6	303,0	2,98
Cyl 03-70	101,9	301,3	2,96
Cyl 01-91	103,2	303,3	2,94
Cyl 02-91	102,2	301,6	2,95
Cyl 03-91	101,7	302,2	2,97

Zur Herstellung des selbstverdichtenden Betons wird ein Spezialzement der Firma Dyckerhoff („Dyckerhoff Compact“, ein CEM II/A-LL 42,5 R (f2)) verwendet. Dieser Zement enthält bereits Betonverflüssiger (BV) und erlaubt somit einen sehr niedrigen w/z-Wert. Als Zuschlagstoff wird Rheinkies verwendet, der in der Sieblinie eine für SVB typische Ausfallkörnung der Korngruppe 2/8 aufweist. Die Mischungsrezeptur ist in Tabelle 3.7 dargestellt. Die Herstellung aller Proben erfolgt nach der gleichen Betonrezeptur. Der w/z-

Wert beträgt 0,3. Die Kurzzeit-Druckfestigkeit des Betons, ermittelt an parallel hergestellten Würfeln von 150 mm Kantenlänge, beträgt nach einem Tag ca. 63 N/mm², nach 5 Tagen etwa 82 N/mm² und nach 27 Tagen ca. 92 N/mm².

Tab. 3.7: Mischungsrezeptur für den SVB

		Massen in [kg]				
		Soll		Charge 1	Charge 2	Charge 3
		1000 dm ³	20 dm ³	20 dm ³	20 dm ³	20 dm ³
Zement	CEM II/A-LL 42,5 R (f2)	500,0	10,000	10,000	10,000	10,000
Wasser		149,0	2,980	2,980	2,980	2,980
Zuschlag	0/2	751,0	15,020			
	0-0,5 55%		8,261	8,261	8,261	8,261
	0,5-1,0 29%		4,356	4,356	4,356	4,356
	1,0-2,0 16%		2,403	2,403	2,403	2,403
	8/16	1038,0	20,760	20,760	20,760	20,760
	Gesamt	1789,0				
w/z		0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

3.3.2 Versuchsprogramm

Das Programm umfasst 13 Versuche, die alle prinzipiell mit dem gleichen Lastregime (siehe Abbildung 3.38) untersucht werden. Es werden jeweils 3 Probekörper nach 28, 70 und 91 Tagen getestet. Zur Untersuchung der Betoneigenschaften im Festigkeitsbereich unter 28 Tagen werden noch je zwei zusätzliche Proben nach 7 und 14 Tagen untersucht.

Die Belastung der Probekörper erfolgt bis zum Bruch in Lastschritten von 35 kN (entspricht ca. 6 % der berechneten Maximallast $\text{cal } F_{\max}$) mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 10 kN/s und einer einheitlichen oberen und unteren Haltezeit von 180 s. Das Belastungsregime sieht für jede Laststufe drei Belastungszyklen vor. Durch die mehrfache Wiederholung der einzelnen Laststufen soll erreicht werden, dass sich ein wesentlicher Teil der beanspruchungsabhängigen Schädigungen ausprägen kann.

Da ab der 70-Tage-Serie nicht mit einem wesentlichen Anstieg der Druckfestigkeit zu rechnen ist, wird das Lastregime bei der 91-Tage-Serie leicht variiert. Beim Zylinder Cyl. 01-91 wird die Schrittweite der Lastaufbringung von 35 kN auf 70 kN erhöht. Die Belastungsgeschwindigkeit und die Zyklenanzahl bleiben erhalten. Beim Versuch Cyl. 02-91 wird die Anzahl der Zyklen zusätzlich auf 6 verdoppelt. Während der Versuche herrscht eine versuchstechnisch bedingte Grundlast von 0,5 kN vor.

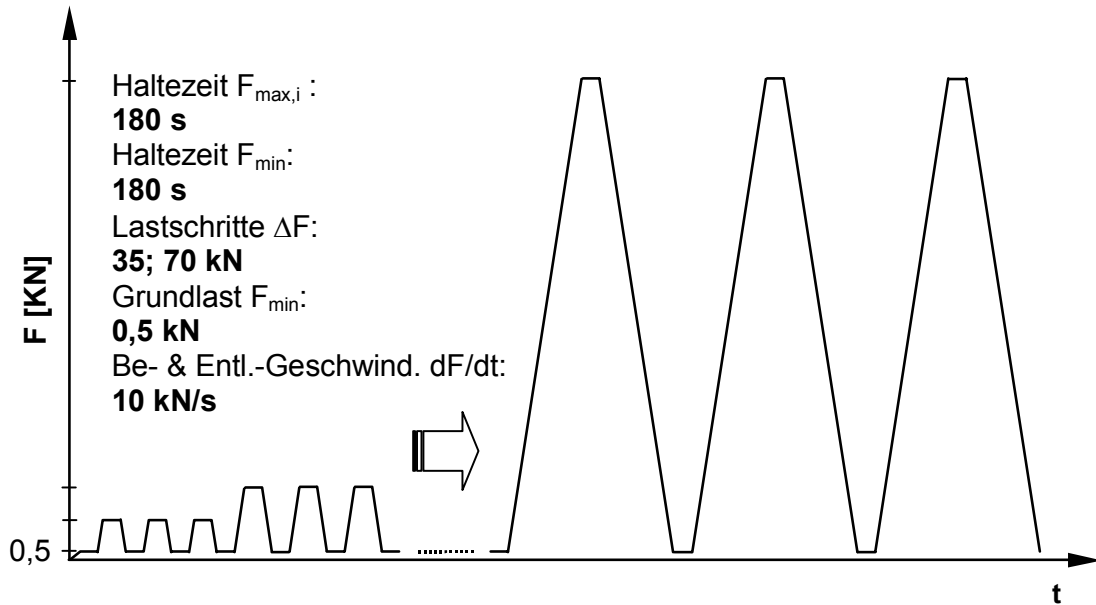


Abb. 3.38: Belastungsregime der Versuche mit SVB (allgemein)

Der Probekörper Cyl. 03-91 wird, wie in Abbildung 3.39 gezeigt, zunächst zweimal ohne Standzeiten bis zu einer Last von 210 kN (entspricht einer Oberspannung von $\sigma_o \cong 1/3 f_c^*$) belastet und anschließend 30 Sekunden entlastet. Es wirkt dabei stets eine Grundlast von 3,5 kN (entspricht einer Unterspannung von $\sigma_u \cong 0,5 \text{ N/mm}^2$). Darauf folgend wird die Probe erneut bis 210 kN belastet und unter dieser Beanspruchung gehalten. Bis zu diesem Punkt entspricht das Regime der Vorgehensweise zur Ermittlung des statischen E-Moduls nach DIN 1048-5 (siehe Abschnitt 2.5.2). Nach 24 Stunden wird der Versuchskörper für 72 Stunden vollständig entlastet, um die Kriecherholung aufzuzeichnen. Letztendlich wird die Probe erneut mit dem Lastregime der Probe Cyl. 02-91 beansprucht. Der Probezylinder muss dafür mit einer Kraft von 210 kN als vorbelastet angesehen werden.

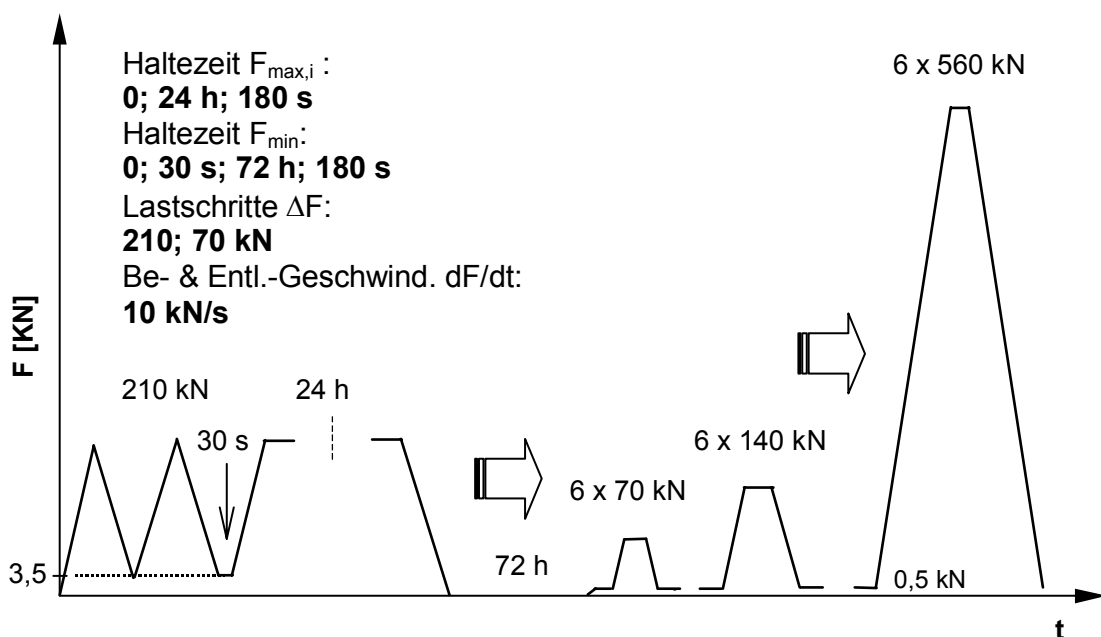


Abb. 3.39: Belastungsregime des Versuchs Cyl. 03-91 (SVB)

Das komplette Versuchsprogramm für den SVB ist in Tabelle 3.6 zusammengestellt.

Tab. 3.6: Versuchsprogramm (SVB)

Probe (Nr.-Alter)	Be-/ Entlastungs- geschw. dF/dt	Anzahl Laststufen	cal F_{max}	Lasterhöhung pro Laststufe ΔF		Zyklen pro Laststufe n	Haltezeit $F_{max,i}$	Haltezeit F_{min}
	[kN/s]			[kN]	[% cal F_{max}]			
Cyl. 01-07	10,0	15	525	35	6,7%	3	180	180
Cyl. 02-07	10,0	15	525	35	6,7%	3	180	180
Cyl. 01-14	10,0	16	560	35	6,3%	3	180	180
Cyl. 02-14	10,0	16	560	35	6,3%	3	180	180
Cyl. 01-28	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 02-28	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 03-28	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 01-70	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 02-70	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 03-70	10,0	17	595	35	5,9%	3	180	180
Cyl. 01-91	10,0	8	595	70	8,5%	3	180	180
Cyl. 02-91	10,0	8	595	70	8,5%	6	180	180
Cyl. 03-91	10,0	3	595	210	35%	3	0-24h	0-72h
	10,0	8	595	70	8,5%	6	180	180

3.3.3 Versuchsaufbau, Belastungs- und Messtechnik

Zur Untersuchung der Proben aus SVB wird der gleiche Versuchsaufbau sowie die gleiche Belastungs- und Messtechnik verwendet wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben. Die experimentellen Untersuchungen werden im Klimaraum der Versuchstechnischen Einrichtung (VTE) der Bauhaus-Universität Weimar in-situ unter konstanten klimatischen Bedingungen (Temperatur 20°C, relative Luftfeuchte 65 %) durchgeführt. Der verwendete Versuchsaufbau mit eingespanntem Probekörper und den angeschlossenen DMS ist in Abbildung 3.40 dargestellt. Zur Temperaturkompensation bei der Dehnungsmessung werden die Messstreifen parallel an eine unbelastete Probe gleichen Materials angeschlossen.



Abb. 3.40: Prüfmaschine, Probekörper (SVB) mit applizierten DMS und Temperaturkompensation

3.3.4 Versuchsergebnisse

Erste Ergebnisse dieser Untersuchungen, hauptsächlich im Zusammenhang mit der Beanspruchungsabhängigkeit des E-Moduls, sind auch in Verbindung mit Ultraschall-Untersuchungen bereits in [Ra1] veröffentlicht.

3.3.4.1 Visuelle Beobachtungen

Unter der Lasteinwirkung auf die Betonzylinder sind im Allgemeinen bis zum Bruch keine Oberflächenrisse sichtbar. Teilweise treten jedoch oberhalb des Gebrauchslastniveaus (etwa 60 % von F_{\max}) erste Abplatzungen im Bereich der Lasteinleitungsstellen auf. Wegen der hohen Energie, die im bruchnahen Lastbereich im Probekörper und in der Prüfmaschine gespeichert ist, treten immer erhebliche Scherkräfte beim Bruch auf. Der Bruch geht sowohl durch die Matrix als auch durch die groben Zuschlagkörner, was auf einen sehr guten Verbund zwischen Matrix und Zuschlag sowie eine hohe Festigkeit der Matrix selbst hindeutet. Aufgrund des spröden Materialverhaltens macht sich der Bruch durch einen lauten Knall bemerkbar. Das Versagen tritt schlagartig ohne Vorankündigung ein, d.h. es kommt zu einem explosionsartigem Versagen. Die Abbildung 3.41 zeigt die rekonstruierten Bruchfiguren einiger Versuche mit dem für hochfesten Beton typischen Scherbruch. Die Dehnmessstreifen (DMS) blieben bis zum Versagen der Probe funktionsfähig. Infolge der kraftgesteuerten Versuchsdurchführung kann das Nachbruchverhalten jedoch nicht erfasst werden.

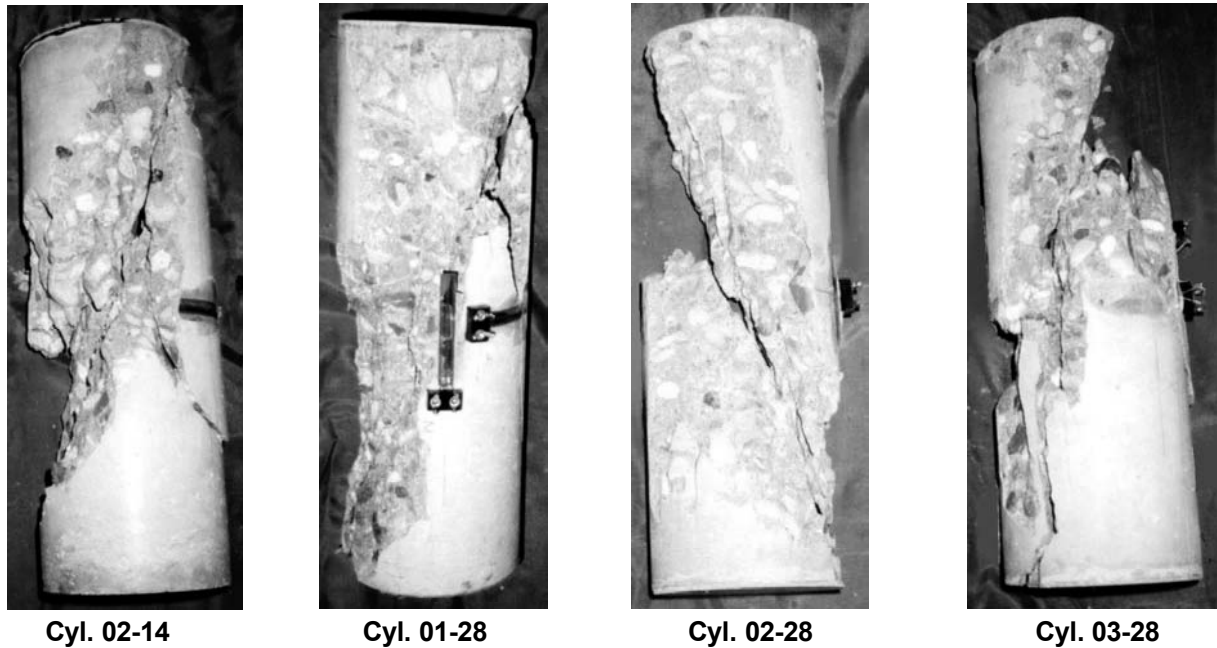


Abb. 3.41: Bruchfiguren einiger Versuche (SVB)

3.3.4.2 Spannungs-Dehnungslinien

Die aufgezeichneten Spannungs-Dehnungslinien der Versuche mit SVB sind im Anhang B1 dargestellt. Exemplarisch für die Versuche mit hochfestem selbstverdichtendem Beton (SVB) ist in Abbildung 3.42 der gemessene Zusammenhang zwischen der Druckspannung σ_c und der Längsstauchung ϵ_c für die Probe Cyl. 02-70 dargestellt.

In Abbildung 3.43 wird ein Ausschnitt aus der Spannungs-Dehnungs- bzw. Arbeitslinie der Probe gezeigt. Es ist der letzte vollständige Zyklus vor dem sich anschließenden Probenbruch aufgetragen.

Der Belastungspfad der Arbeitslinie hat im Gegensatz zu normalfestem Beton, bei welchem die Spannungs-Dehnungslinie eher linearer bzw. leicht konvexer Form ist, einen konkaven Verlauf (Verringerung der Dehnungszunahme mit steigender Beanspruchung). Das bedeutet eine Versteifung der Probe während der Belastung und somit eine Erhöhung des E-Moduls mit steigender Spannung. Dieses Verhalten ist auch charakteristisch für geringere Beanspruchungsbereiche des SVB. Es hat jedoch keine Auswirkung auf die in Abschnitt 3.1.1.3 für die Versuchsauswertung vorgestellte Definition des Entlastungsmoduls E_c .

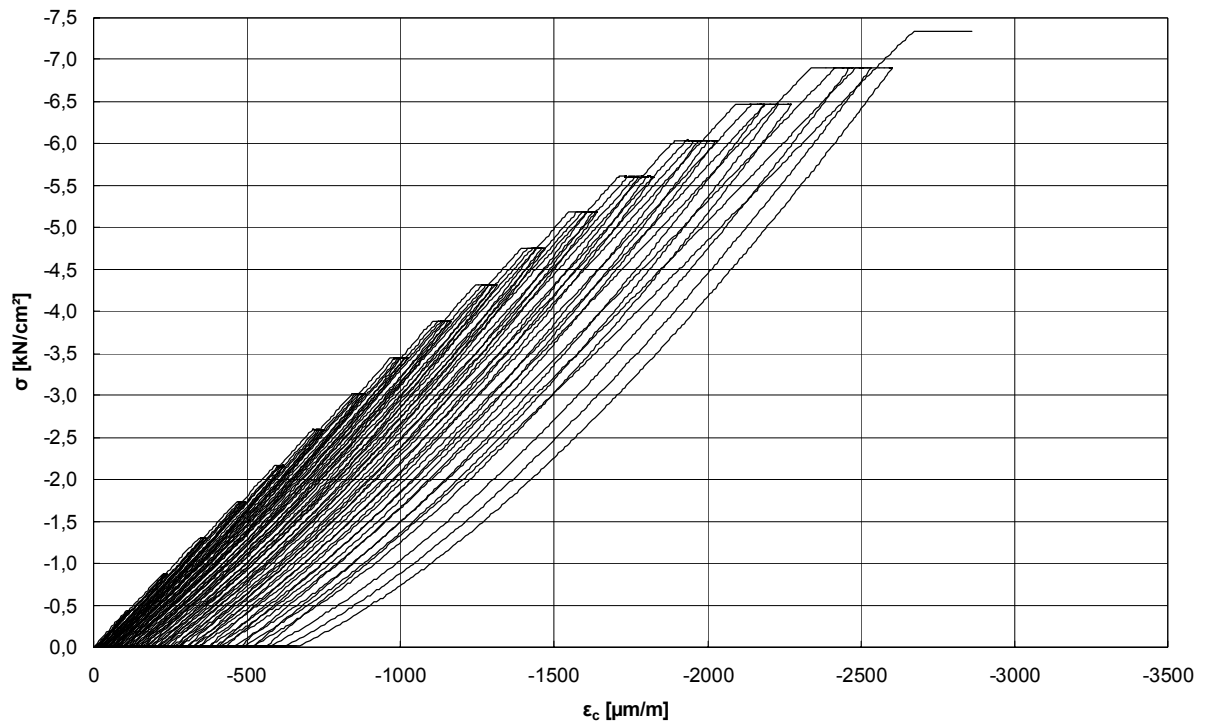


Abb. 3.42: Spannungs-Längsstauchungs-Diagramm für Probe Cyl. 02-70 (gesamt)

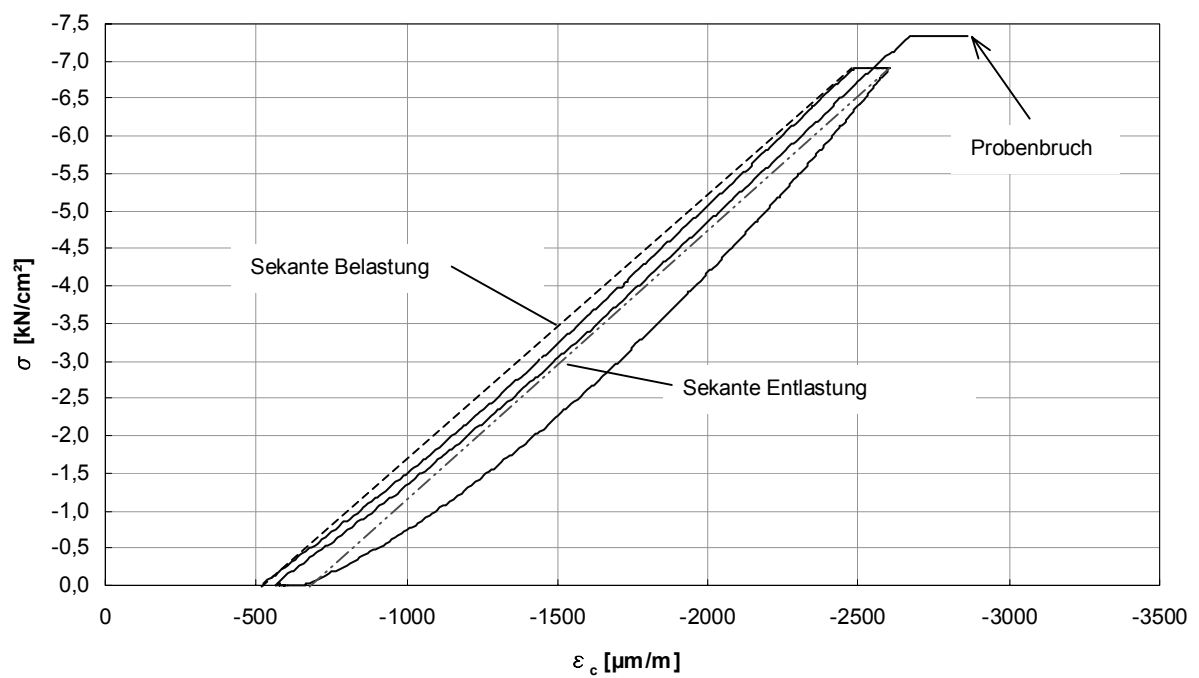


Abb. 3.43: Spannungs-Dehnungslinie von Probe Cyl. 02-70 (Ausschnitt)

3.3.4.3 Beanspruchungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls des Betons

Die Abhängigkeit des nach Gl. [3.9] ermittelten E-Moduls von der Beanspruchung σ ist in Abbildung 3.44, a–e für unterschiedlich alte Proben aus SVB dargestellt. Unabhängig vom Belastungsalter der Proben lassen sich drei Stadien unterscheiden.

Im *Stadium 1* stellt sich bei relativ geringem Beanspruchungsniveau ein nichtlinearer Verlauf für die Abnahme des Elastizitätsmoduls ein. Die Abnahme des E-Moduls ist unmittelbar nach Belastungsbeginn am größten. Im σ - ε Diagramm bedeutet dies, dass die Neigung der Entlastungsgeraden mit steigendem Belastungsniveau flacher wird. Aus den Kurvenverläufen ist zu erkennen, dass die Veränderung des E-Moduls nicht nur vom Beanspruchungsniveau, sondern auch von der Anzahl der Lastzyklen abhängig ist.

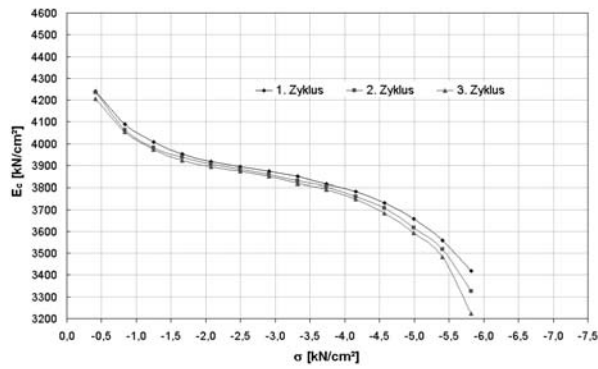
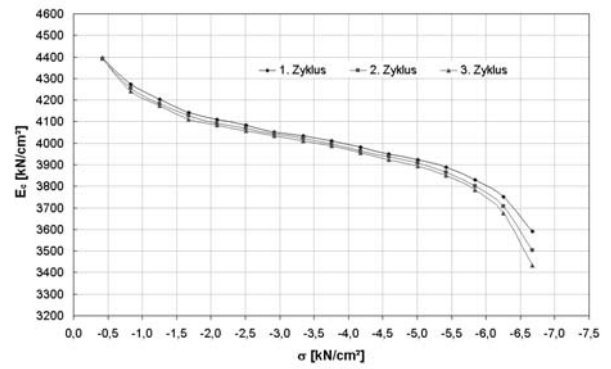
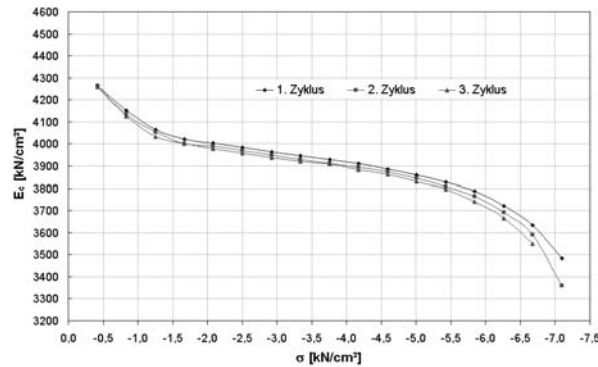
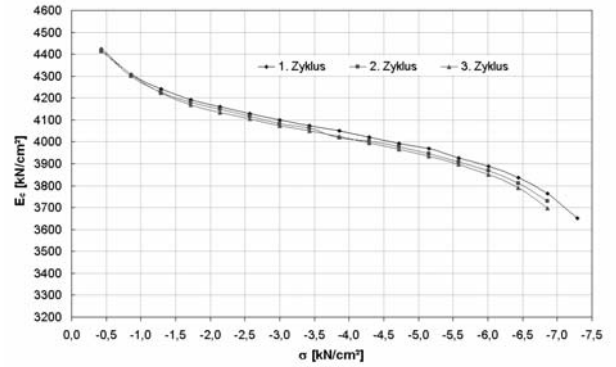
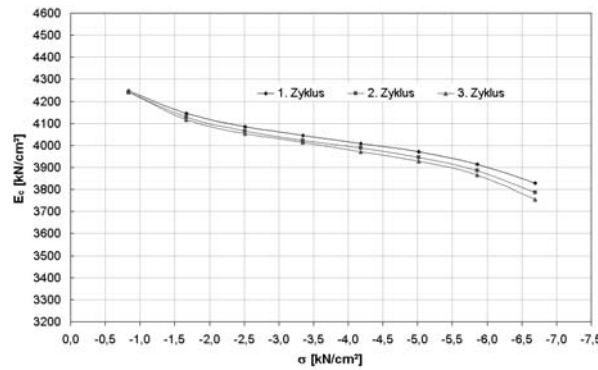
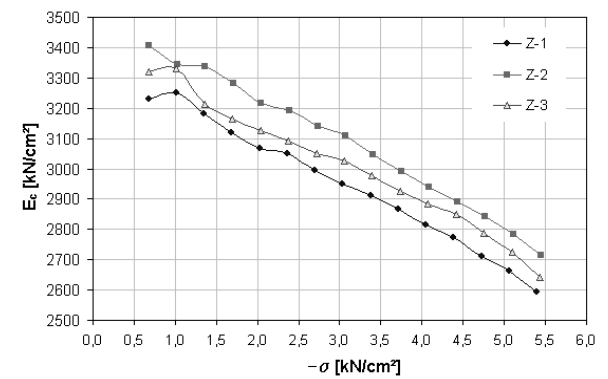
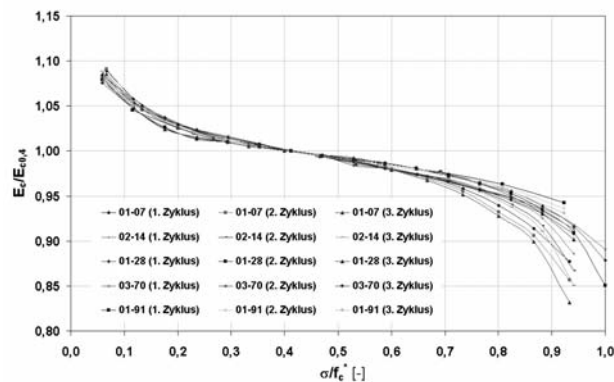
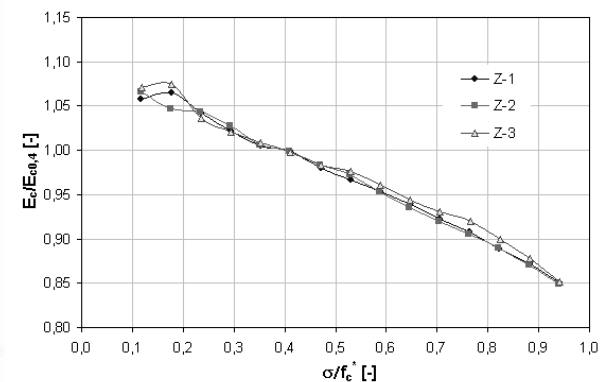
Im *Stadium 2* ist ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Abnahme des E-Moduls und dem Spannungsniveau festzustellen. Wie die Versuche an Normalbeton gezeigt haben, stellt sich bei etwa 10 Lastzyklen ein stabiler Wert des Elastizitätsmoduls ein.

Im *Stadium 3* wächst die Abnahme des E-Moduls mit steigender Beanspruchung. Tendenziell ist der nichtlineare Zusammenhang zwischen E-Modul und Spannung bei Beton mit geringem Alter stärker ausgeprägt. Dieser Sachverhalt deutet darauf hin, dass die Strukturentwicklung von SVB nach 28 Tagen nicht abgeschlossen ist. Der Einfluss der Belastungszyklen ist in den Kurvenverläufen deutlich erkennbar.

Die von *Bolle* [Bo3] durchgeführten Versuche werden in [Sc5] bezüglich des Zusammenhangs zwischen E_c und σ_c ausgewertet. Danach ergibt sich für 128 Tage alten Normalbeton (siehe Abb. 3.44, f) für das Stadium 1, analog zum Verhalten des SVB, eine stärkere Abnahme des E-Moduls im Anfangsstadium der Belastung. Ein erhöhter Abfall des E-Moduls bei hoher Belastungsintensität ist bei den Versuchen nach [Bo3] nicht festzustellen.

In Abbildung 3.44, g sind die Versuchsergebnisse nach Abb. 3.44, a–e für einen normierten Elastizitätsmodul und eine auf die Festigkeit bezogene Belastungsintensität aufgetragen. Nach DIN 1045-1 stellt der Wert E_{cm} den E-Modul für eine Belastungsintensität $\sigma_c/f_{cm} \approx 0,4$ dar. In Anlehnung an diese Definition ist in Abb. 3.44, g der bezogene Wert $E_c/E_{c0,4}$ aufgetragen. Hierbei ist $E_{c0,4}$ der für die einzelnen Proben und Lastzyklen ermittelte Entlastungsmodul (entspr. Abbildung 3.2) für das Beanspruchungsniveau $\sigma_c/f_c^* \cong 0,4$. Der Wert f_c^* stellt abweichend vom Normwert f_c den für die jeweilige Probe aus der Maximallast infolge zyklischer Beanspruchung ermittelten Wert der Bruchspannung dar.

Bis zu einer Belastungsintensität σ_c/f_c^* von ungefähr 0,6...0,65 sind die Kurven nahezu deckungsgleich. Die Abweichungen in den Verläufen für $\sigma_c/f_c^* > 0,65$...0,70 sind, wie bereits oben erläutert, auf das unterschiedliche Probenalter zurückzuführen. Eine analoge Auswertung der Versuche nach [Bo3] ist in Abb. 3.44, h dargestellt. Danach ergibt sich zwischen $E_c/E_{c0,4}$ und σ_c/f_c^* ein nahezu linearer Zusammenhang, sofern $\sigma_c/f_c^* > 0,2$ ist. Durch weiterführende Versuche ist zu klären, ob sich für selbstverdichtenden Beton mit einem Alter größer als 100 – 120 Tagen ein analoger Verlauf ergibt. Von grundsätzlicher Bedeutung ist die Klärung der Frage, welcher Zusammenhang zwischen der Abnahme des E-Moduls, dem Beanspruchungsniveau und der Anzahl der Lastzyklen besteht.

a) 7 Tage (SVB)**b) 14 Tage (SVB)****c) 28 Tage (SVB)****d) 70 Tage (SVB)****e) 91 Tage (SVB)****f) 128 Tage (Normalbeton [Bo3], [Sc5])****g) Auf $E_{c0,4}$ bezogener E-Modul (SVB)****h) Auf $E_{c0,4}$ bezogener E-Modul (NB)****Abb. 3.44: Entwicklung des statischen E-Moduls in Abhängigkeit von Betonalter, Spannung und Lastzyklus**

Der Verlauf des E-Moduls E_c in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau σ/f_c^* gibt Aufschluss über das Auftreten und Fortschreiten der Schädigung im Betongefüge bzw. der Degradation der Steifigkeit. In den Abbildungen 3.44 und 3.45 ist deutlich zu sehen, dass die Steifigkeit E_c mit steigender Beanspruchung abnimmt. Dabei bildet sich in einem bestimmten Bereich eine Art „Sattel“ aus. Bis ca. $0,2 f_c^*$ nimmt die Steifigkeit E_c nichtlinear degressiv ab. Im weiteren Verlauf, zwischen ca. $0,2 f_c^*$ und ca. $0,65 f_c^*$, nimmt die Steifigkeit E_c nur noch langsam und nahezu linear ab. Teilweise zeigt sich beim Anfahren eines höheren Lastniveaus ein leichter Anstieg der Steifigkeit E_c . Kurz vor dem Bruch, ab ca. $0,7 f_c^*$, beschleunigt sich die Steifigkeitsabnahme wieder und führt letztlich zum Probenbruch. Dieses Verhalten zeigt sich bei allen Versuchen außer dem Versuch Cyl. 03-91. Für die Probekörper, deren Graphen nicht bis $\sigma/f_c^* = 1,0$ verlaufen, konnte der E-Modul E_c für die Bruchlaststufe nicht mehr aus der Entlastung bestimmt werden.

In Abbildung 3.45 sind darüber hinaus die Entlastungsmoduln für die Vorbelastung der Probe Cyl. 03-91 (siehe Abbildung 3.39) und der entsprechend DIN 1048-5 ermittelte Wert des statischen Elastizitätsmoduls eingetragen. Der Verlauf der Steifigkeit in Versuch Cyl. 03-91 unterscheidet sich im Bereich bis zu $\sigma/f_c^* \cong 0,35$ deutlich von dem der übrigen Versuche. Ursache dafür ist eindeutig die Vorbelastung des Probekörpers bis zu dieser Höhe. Die Probe wurde 24 Stunden mit diesem Niveau beansprucht und anschließend 72 Stunden entlastet, bevor der Versuch erneut gestartet wurde. Interessant ist dabei die Tatsache, dass die Steifigkeit E_c innerhalb des Bereichs der Vorbelastung konstant bleibt, sich aber ab dem Niveau der Vorbelastung dessen Steifigkeit und später dem Verlauf der Steifigkeit der übrigen Proben angleicht. Der Ablesewert nach DIN 1048-5 liegt, bedingt durch den Kriechefluss, unterhalb des Niveaus der Vorbelastung etwa auf Wiederbelastungsniveau bzw. auf Niveau des geschädigten Betons im Stadium 2. Damit wird jedoch ein innerhalb des Gebrauchslastbereichs auf der sicheren Seite liegender Wert des Elastizitätsmoduls ermittelt, in dem die progressive Schädigung des Betons im Stadium 1 vorweggenommen wird. Ein ähnlicher Grad der Steifigkeitsdegradation infolge zyklischer Beanspruchung kann entweder durch sukzessive Steigerung der Belastung mit einer geringeren Anzahl von Wiederholungen oder die Belastung mit einer entsprechend höheren Anzahl von Lastzyklen auf gleichem maximalen Spannungsniveau (schädigungsäquivalentes Spannungskollektiv) erreicht werden.

In Abbildung 3.46 ist exemplarisch die Entwicklung der Steifigkeit für alle 6 Zyklen der Probe Cyl. 02-91 in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen n dargestellt. Hier ist ebenfalls eine verstärkte Steifigkeitsabnahme in den Stadien 1 ($\sigma/f_c^* \leq 0,2$) und 3 ($\sigma/f_c^* \geq 0,7$) zu erkennen. Zudem wird im Stadium 2 eine geringfügige Zunahme des E-Moduls bei Erreichen eines höheren Spannungsniveaus deutlich. Dies kann wie beim Normalbeton mit Verzahnungs- bzw. Riss-schließ-Effekten bei Ent- und Wiederbelastung begründet werden. Durch die erhöhte Steifigkeitsdegradation in den Stadien 1 und 3 wirken sich diese Effekte „optisch“ nicht aus. Darüber hinaus kann bis zu $\sigma/f_c^* \leq 0,8$ ab dem vierten Zyklus von einer näherungsweise linearen Abnahme der Steifigkeit ausgegangen werden.

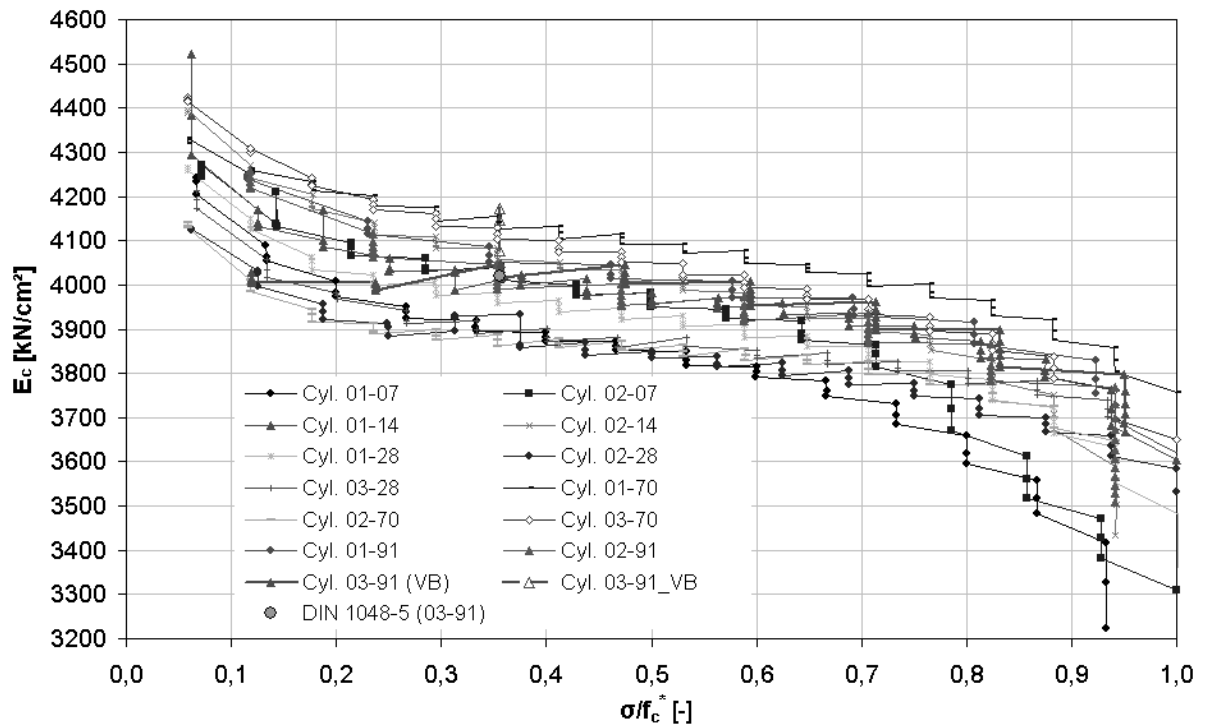


Abb. 3.45: Statischer E-Modul in Abhängigkeit vom Spannungsniveau (alle Proben)

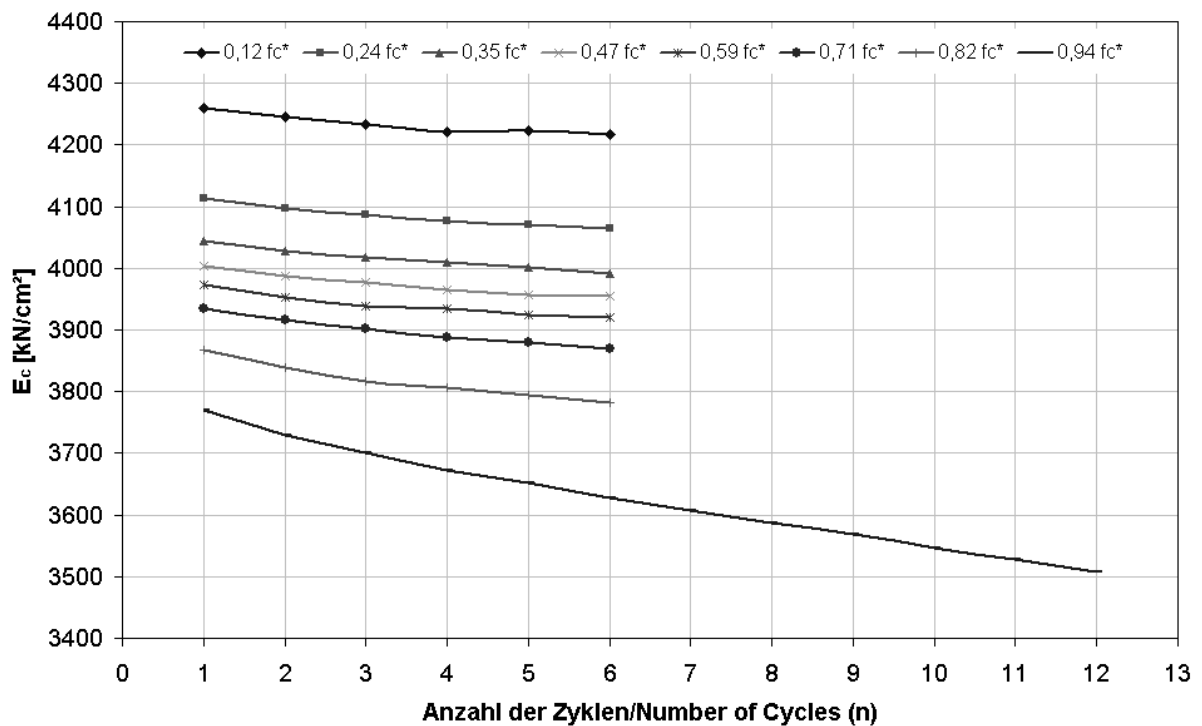


Abb. 3.46: Entwicklung des E-Moduls in Abhängigkeit vom Lastzyklus und Spannungsniveau (Probe Cyl. 02-91)

Um den Einfluss des Alters der Proben und die Streuung der Materialeigenschaften auf den Absolutwert des Elastizitätsmoduls zu eliminieren, sind in Abbildung 3.47 die Versuchsergebnisse für einen auf $E_{c0,4}$ normierten Elastizitätsmodul und eine auf die Druckfestigkeit f_c^* bezogene Belastungsintensität aufgetragen. Die Abhängigkeit des E-Moduls von der Belastungsintensität kann für SVB genähert über alle nicht vorbelasteten Proben im Gegensatz zum Normalbeton (siehe Abschnitt 3.2.4.2) geeigneter mit einer Potenzfunktion in der folgenden Form angegeben werden:

$$\frac{E_c}{E_{c0,4}} = a \cdot \left(b + \frac{\sigma_c}{f_c^*} \right)^{-c} \quad [3.22]$$

Eine Anpassung an die vorliegenden Versuchswerte gelingt im Bereich bis $\sigma_c/f_c^* \leq 0,65$ mit $a \cong 0,97$, $b \cong 0,02$ und $c \cong 0,04$ (siehe Abbildung 3.47). Dabei ergibt sich ein Verhältnis des Sekantenmoduls $E_{c0,4}$ bezogen auf den Entlastungs-Tangentenmodul im „Ursprung“ (Punkt 2 in Abbildung 3.2) von $0,97 \cdot (0,02)^{-0,04} \cong 1,13$. Die Abweichung dieser Näherung bezüglich der vorhandenen Versuchswerte beträgt im Bereich $\sigma_c/f_c^* \leq 0,65$ generell weniger als 2 %.

Die Abhängigkeit des E-Moduls von der Anzahl Lastzyklen n mit gleicher Spannungsintensität σ_c/f_c^* kann bei low cycle Beanspruchung, ähnlich wie für Normalbeton, genähert in folgender Form angegeben werden:

$$E_{c,red} = E_{c;n=1} \cdot n^{-d} \quad [3.23]$$

$$\text{mit } d = d(\sigma_c/f_c^*). \quad [3.23.1]$$

Eine Anpassung an die vorliegenden Versuchswerte der Probe Cyl. 02-91 gelingt im Bereich von $\sigma_c/f_c^* \cong 0,1 \dots 0,8$ mit $d \cong 0,006 \dots 0,012$ (siehe Abbildung 3.48). Die Beziehung nach Gleichung [3.23] erreicht nach einer für Druck-Schwellbelastungen üblichen Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ innerhalb des Gültigkeitsbereiches „Endwerte“ von 0,92 ... 0,84. Bezüglich der vorhandenen Versuchswerte ergibt sich im Bereich bis zu $\sigma_c/f_c^* \leq 0,8$ mit den Werten nach Abbildung 3.48 für alle Proben eine Abweichung von weniger als 0,4 %.

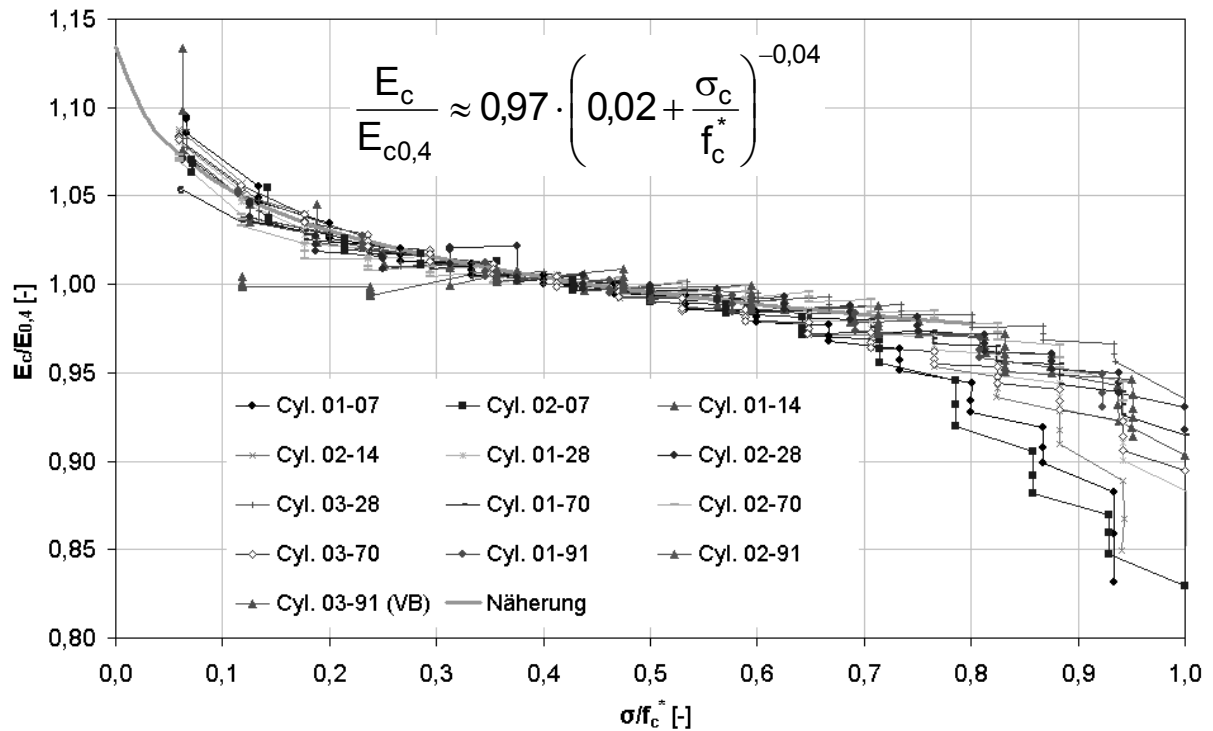


Abb. 3.47: Bezogener E-Modul in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (SVB)

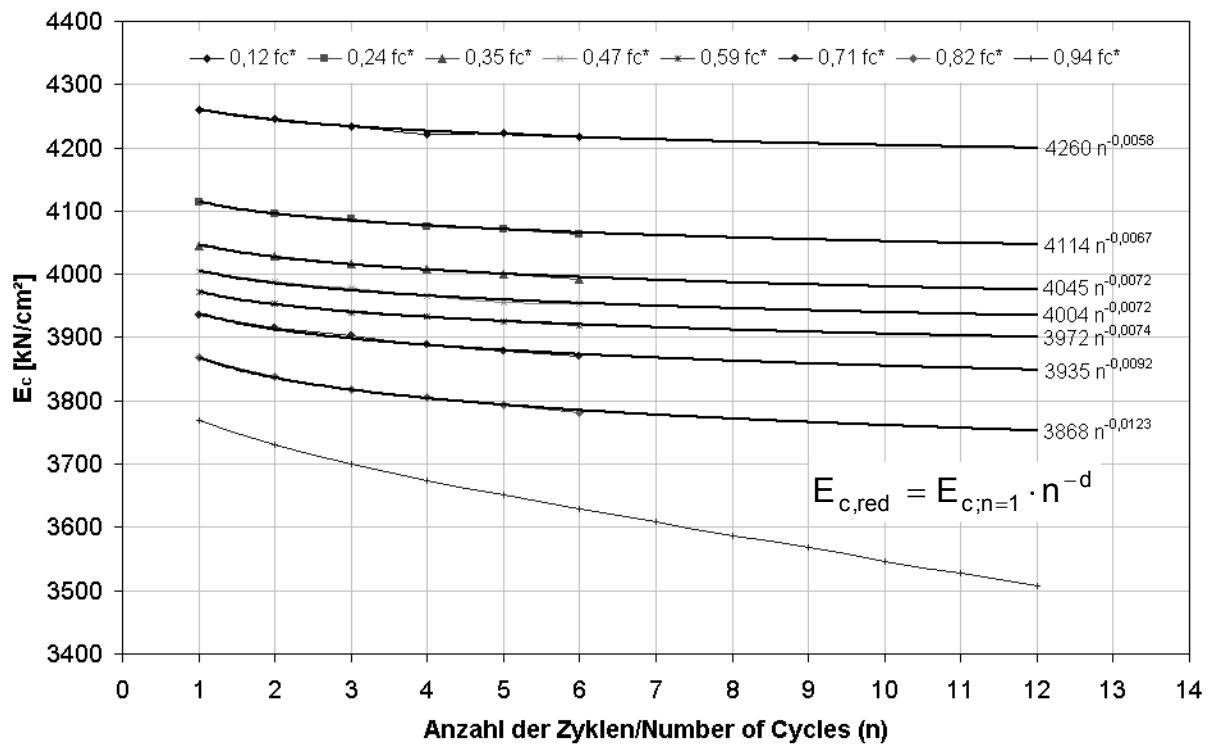


Abb. 3.48: Entwicklung des E-Moduls in Abhängigkeit vom Lastzyklus und Spannungsniveau für Probe Cyl. 02-91 (Näherung)

3.3.4.4 Verformungsanalyse

Neben den bereits bei der Analyse der Steifigkeitsentwicklung betrachteten elastischen Verformungen werden in diesem Abschnitt die bei jedem vollständigen Be- und Entlastungszyklus auftretenden zeitvarianten Verformungsanteile untersucht (vgl. Abschnitt 3.1.1.1). In Abbildung 3.49 sind die Verformungsanteile dargestellt, die sich während der Lasthaltephase in allen Zyklen der Proben Cyl. 01-07 bis Cyl. 03-91 eingestellt haben. Die während der Erholungsphase reversiblen Anteile der Kriechverformungen sind für alle Zyklen in Abbildung 3.50 aufgetragen. Die Probe Cyl. 03-91 wird in den folgenden Darstellungen als vorbelastet (VB) gekennzeichnet.

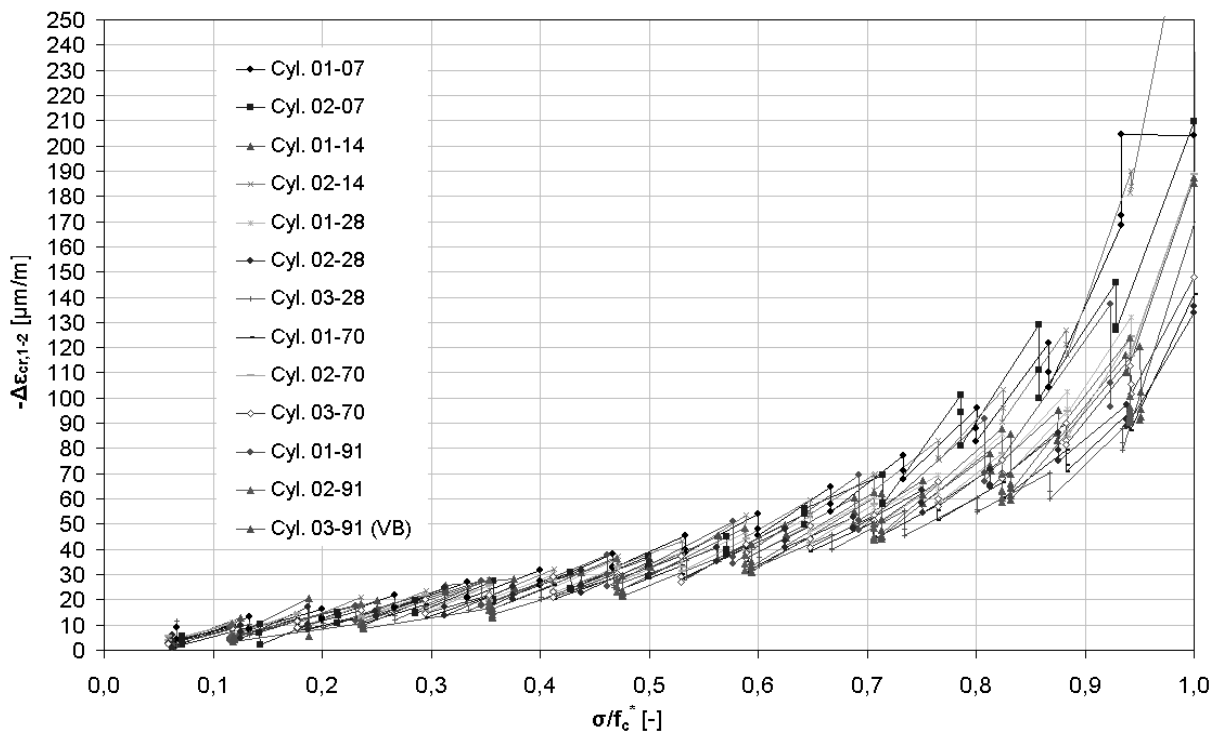


Abb. 3.49: Viskose Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (alle Zyklen)

Bis zu einer Belastungsintensität von etwa $\sigma/f_c^* = 0,5 \dots 0,6$ zeigt sich ein nahezu linearer Verlauf der Kriechverformungsanteile $\Delta\epsilon_{cr,1-2}$ bzw. $\Delta\epsilon_{cr,3-4}$. Das bestätigt auch die lineare Abhängigkeit der verzögert elastischen Rückverformungen vom Spannungsniveau innerhalb dieses Bereiches, wie in [DIN5] für das Langzeitverhalten angegeben. Der Vergleich der Verläufe aller Versuche zeigt, dass die Einzelwerte in den Zyklen trotz z.T. sehr unterschiedlichen Alters in einem relativ engen Bereich liegen. Das Verhältnis von viskoelastischen zu visko-plastischen Anteilen beträgt bis zu diesem Bereich etwa 90 Prozent. Das bedeutet, dass nur etwa 10 % der sich während der Belastungsphase aufgebauten Kriechverformungen irreversibel sind.

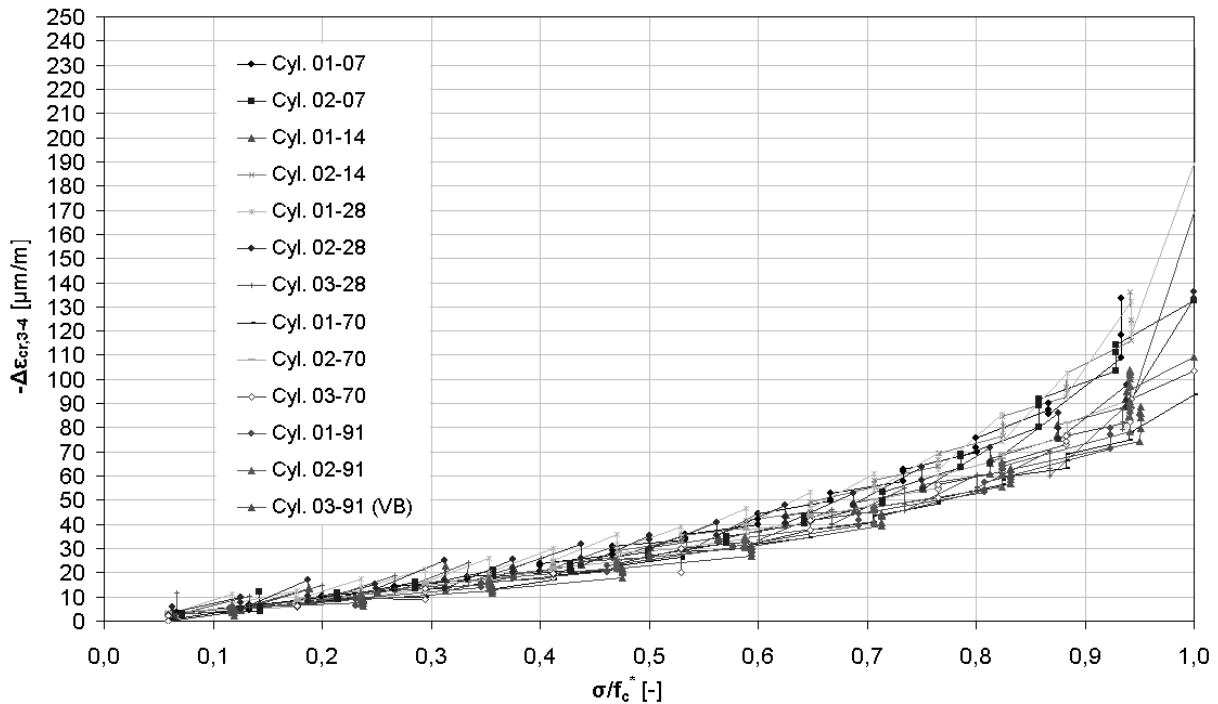


Abb. 3.50: Visko-elastische Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Beanspruchungsintensität (alle Zyklen)

Über $\sigma/f_c^* = 0,6 \dots 0,7$ hinaus stellt sich ein nichtlinearer Verlauf der Anteile der Kriechverformungen ein. Gleichzeitig vergrößert sich die Streubreite der Einzelwerte der untersuchten Proben. Ebenso wird der Einfluss des Probenalters ab dieser Belastungsintensität deutlich. Die Proben der Altersgruppen bis 28 Tage weisen betragsmäßig größere viskose Verformungen auf als die älteren Proben. Der Einfluss der Vorbelastung der Probe Cyl. 03-91 auf das Kriechverhalten ist dadurch zu erkennen, dass die zugehörigen Verformungsanteile betragsmäßig am geringsten sind. Im Vergleich zu den untersuchten Normalbetonproben betragen die anteiligen Kriechverformungen $\Delta\epsilon_{cr,1-2}$ bzw. $\Delta\epsilon_{cr,3-4}$ vergleichbarer Proben aus SVB bis zu $\sigma/f_c^* \cong 0,6$ nur etwa 60 %.

Die Abbildungen 3.51 und 3.52 zeigen für jeden Primärzyklus die bezogenen Kriechverformungen $\Delta\phi$ bzw. die Kriecherholung $\Delta\phi_{v-el}$ während der Lasthalte- bzw. Entlastungsphasen. Es zeigt sich für alle Proben, sowohl für $\Delta\phi$ als auch für die $\Delta\phi_{v-el}$, im Gegensatz zum untersuchten Normalbeton keine durchgängig lineare Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau. Der Verlauf ist für alle Proben prinzipiell ähnlich, wobei erwartungsgemäß die bezogenen Werte für die Proben jüngeren Alters (bis 14 Tage) aufgrund der geringeren Steifigkeit größere Werte als die übrigen Proben aufweisen. Abgesehen von den versuchstechnisch bedingten „Messfehlern“ im Bereich $\sigma/f_c^* \leq 0,1$ stellt sich zumindest im Bereich $0,1 \geq \sigma/f_c^* \leq 0,6$ näherungsweise eine zyklusabhängig konstante bezogene Kriechverformung (lineares Kriechen) heraus. Die Vorbelastung der Probe Cyl. 03-91 bis $\sigma/f_c^* \cong 0,35$ wirkt sich durch deutlich niedrigere bezogene Werte aus. Oberhalb von $\sigma/f_c^* \cong 0,60$ stellt sich ein nichtlinearer Verlauf der bezogenen Verformungsanteile bzw. nichtlineares Kriechen ein. Die Streubreite der Einzelwerte bleibt näherungsweise konstant.

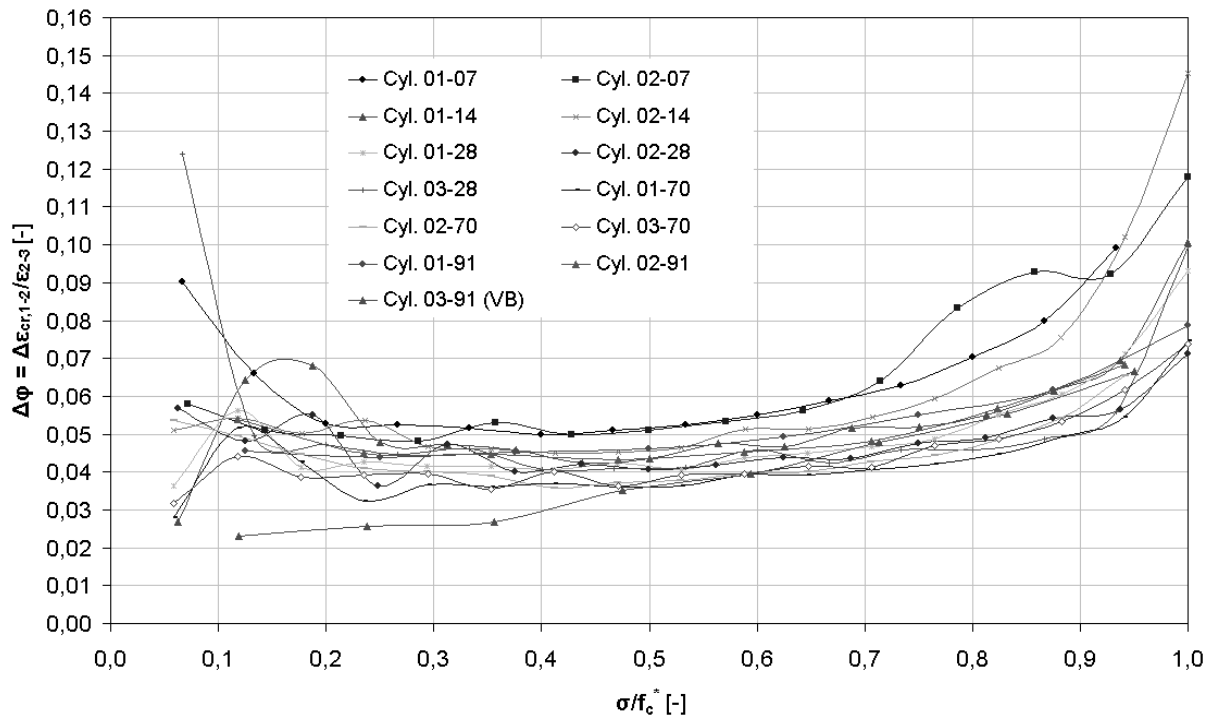


Abb. 3.51: Bezoogene Kriechverformung der Primärzyklen aller Proben mit SVB

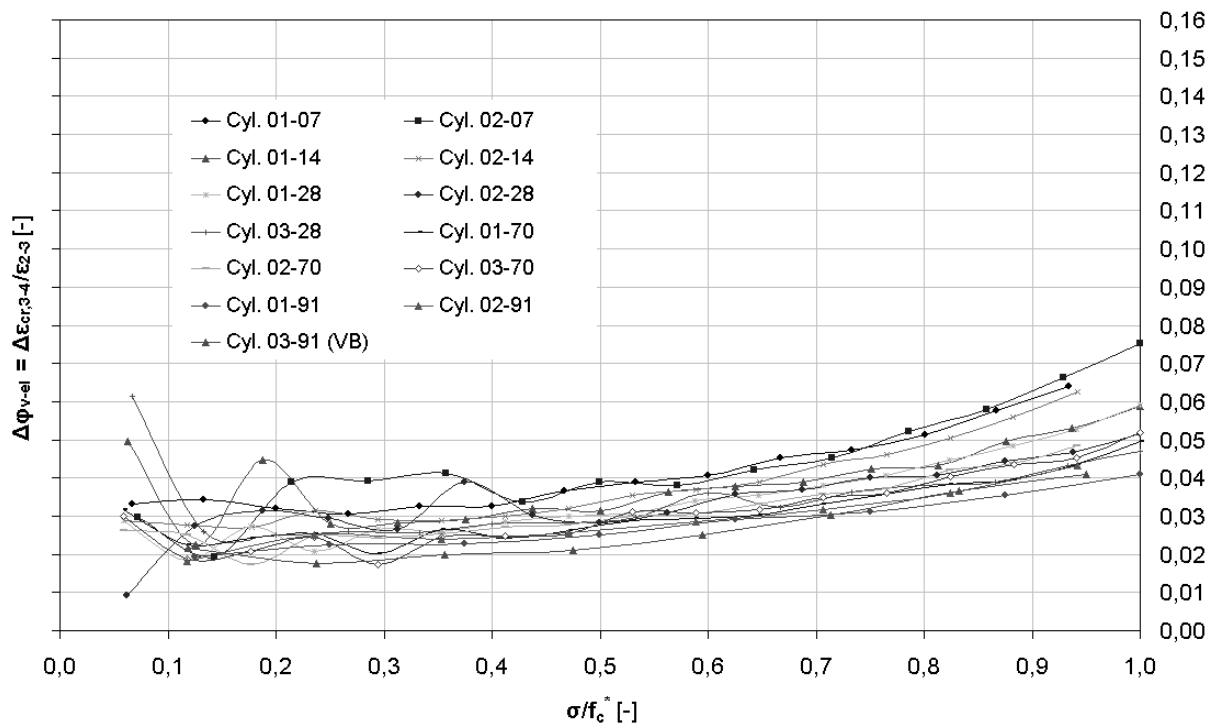


Abb. 3.52: Bezoogene Kriecherholung der Primärzyklen aller Proben mit SVB

Abgesehen von ihrem Verlauf liegen die bezogenen Kriechwerte der Proben mit SVB in den Primärzyklen bis $\sigma/f_c^* \leq 0,65$ bei etwa 70 % der Werte vergleichbarer Proben aus Normalbeton.

Die sich während der Lasthaltephase aufbauenden viskosen Verformungen nehmen, ähnlich wie bei Normalbeton, mit zunehmender Anzahl der Zyklen auf ein und demselben Spannungsniveau ab und bleiben ab dem 4. Zyklus etwa gleich groß. Aus dem Primärzyklus resultiert dabei jeweils die betragsmäßig größte Kriechverformung. Dies gilt auch für den darin enthaltenen Anteil der visko-plastischen Verformung. Der Betrag der reversiblen Kriechverformungen nimmt mit der Anzahl der Zyklen leicht zu und bleibt ab dem 4. Zyklus ebenfalls konstant. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 3.53 beispielhaft für Probe Cyl. 02-91 und $\sigma/f_c^* = 0,7$ dargestellt. Der Anteil von $\Delta\epsilon_{cr,3-4}$ bezogen auf die gesamte Kriechverformung $\Delta\epsilon_{cr,1-2}$ steigt dort vom ersten bis zum vierten Zyklus von etwa 65 % auf ca. 105 % an. Das heißt, dass ab etwa dem 4. Lastzyklus auf gleichem Spannungsniveau die gesamte Kurzzeit-Kriechverformung reversibel ist. Trotz dieser Tatsache verbleibt aus diesen Zyklen noch ein geringer Verformungsanteil $\Delta\epsilon_{cr,4}$ im Beton (bezogen auf $\Delta\epsilon_{cr,1-2}$ etwa 16 bis 18 %). Dieser muss demnach aus der mit einer Steifigkeitsveränderung verbundenen Belastungsphase resultieren.

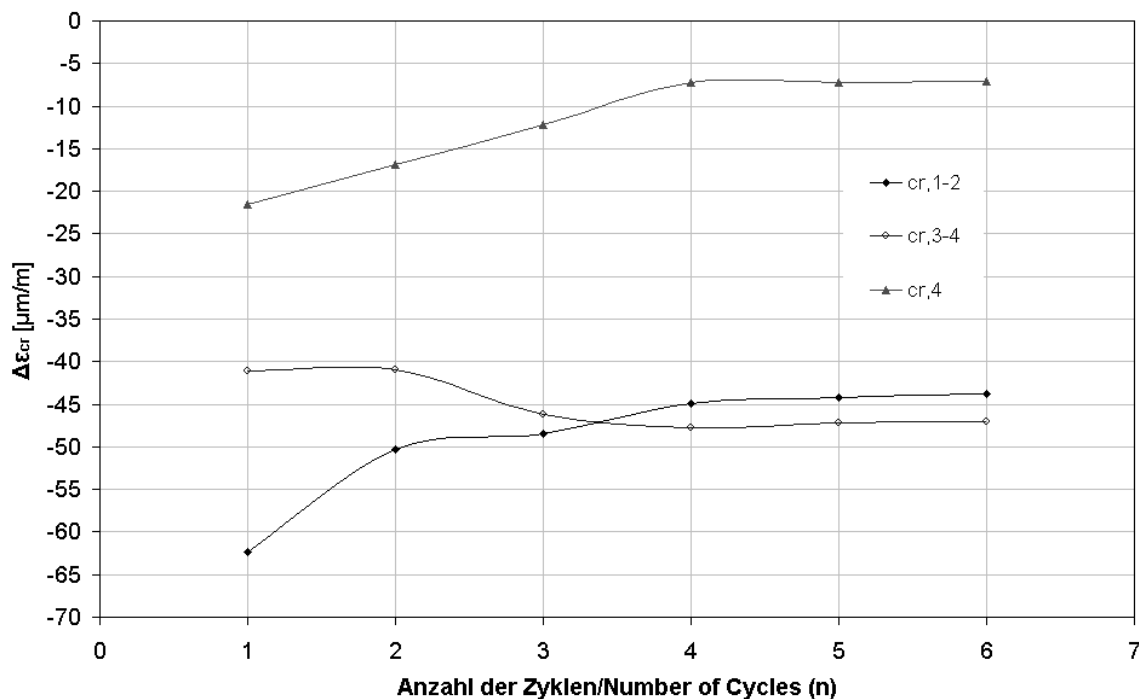


Abb. 3.53: Kriechverformungen in Abhängigkeit vom Lastzyklus für Probe Cyl. 02-91 ($\sigma/f_c^* = 0,7$)

In Abbildung 3.54 ist für alle Proben aus SVB das Verhältnis von visko-elastischer zur gesamten Kriechverformung nach allen Tertiärzyklen dargestellt. Da die Kriechverformung, wie oben gezeigt, bereits nach den Sekundär- und Tertiärzyklen deutlich geringer ist, gleichen sich die Einzelwerte hier einander an. Für alle untersuchten Proben beträgt der visko-elastische Anteil an der Kriechverformung im Tertiärzyklus durchschnittlich etwa 95 %. Die Werte, die über 100 % betragen, müssen entweder auf Messungenauigkeiten zurückgeführt werden oder es wirken sich hier die bei dieser Auswertung nicht erfassten Kriechanteile während der Be- und Entlastungsphasen betragsmäßig aus.

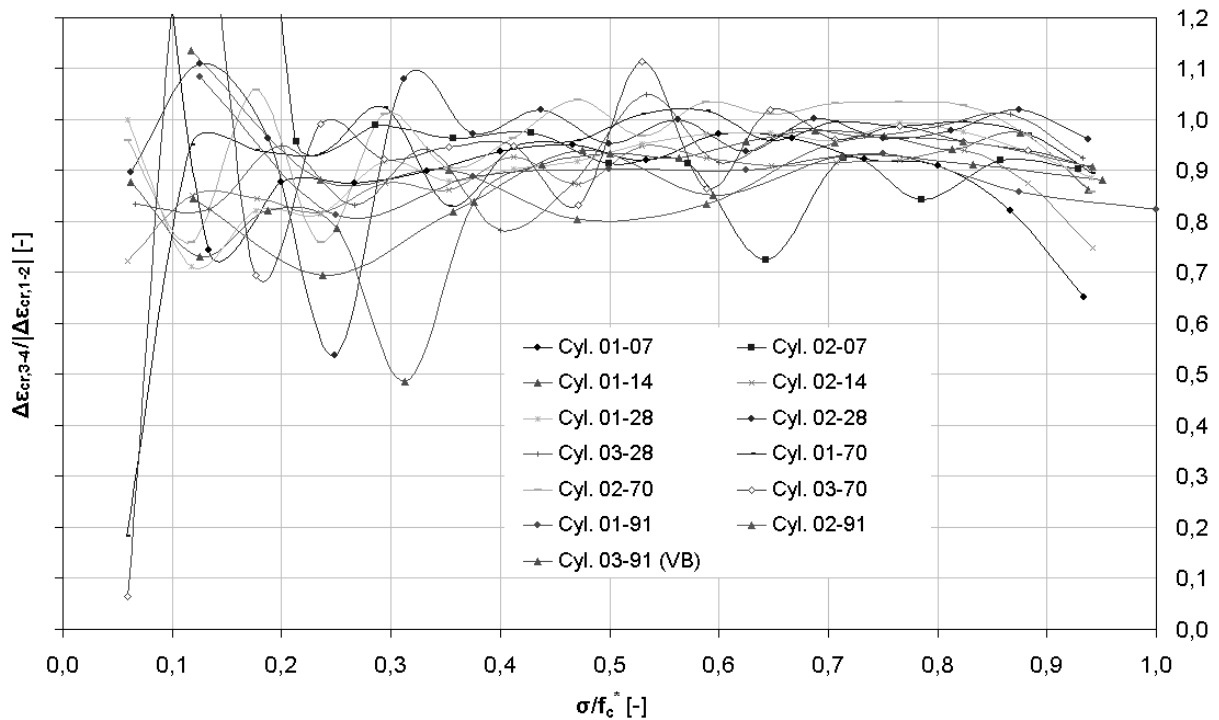


Abb. 3.54: Visko-elastischer Anteil an der Kriechverformung des Tertiärzyklus (SVB)

In Abbildung 3.55 ist die Summe der nach jedem vollständigen Be- und Entlastungszyklus verbleibenden Verformungsanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität für alle Versuche dargestellt. Bis $\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,5$ zeigt sich eine näherungsweise lineare Abhängigkeit vom Spannungsniveau. Darüber hinaus nimmt die Akkumulation der bleibenden Verformungen überproportional mit der Belastungsintensität zu. Der Einfluss der Vorbelastung der Probe Cyl. 03-91 auf die bleibenden Verformungen nach der Entlastung zeigt sich hier besonders deutlich. Dort liegt die Summe dieser Anteile bis zum Niveau der Vorbelastung von $\sigma/f_c^* \cong 0,35$ deutlich unter denen der übrigen Versuche. Durch die auf 6 erhöhte Anzahl der Lastzyklen auf gleichem Spannungsniveau wird die Akkumulation von bleibenden Verformungsanteilen im Vergleich zu den übrigen Proben jedoch im Anschluss gewissermaßen nachgeholt bzw. fortgesetzt. Ein ähnliches Verhalten ist auch beim Versuch Cyl. 02-91 zu beobachten, bei dem aufgrund der höheren Zyklenanzahl pro Laststufe eine entsprechend hohe Akkumulation bleibender Verformungsanteile zu erkennen ist. Daraus kann gefolgert werden, dass beim untersuchten SVB eine durch Vorbelastung bezüglich der visko-plastischen Verformungseigenschaften reduzierte Kriechfähigkeit bewirkt wird.

Ein Einfluss des Alters der Proben lässt sich bezogen auf die Belastungsintensität erst ab einem Niveau von etwa 60 bis 70 Prozent erkennen. Dort zeigen die jüngeren Proben (bis 14 Tage) im weiteren Verhalten eine deutlich höhere Akkumulation von bleibenden Verformungsanteilen als die älteren Proben. Die Streubreite der Einzelwerte der untersuchten Proben nimmt über diesen Bereich hinaus deutlich zu.

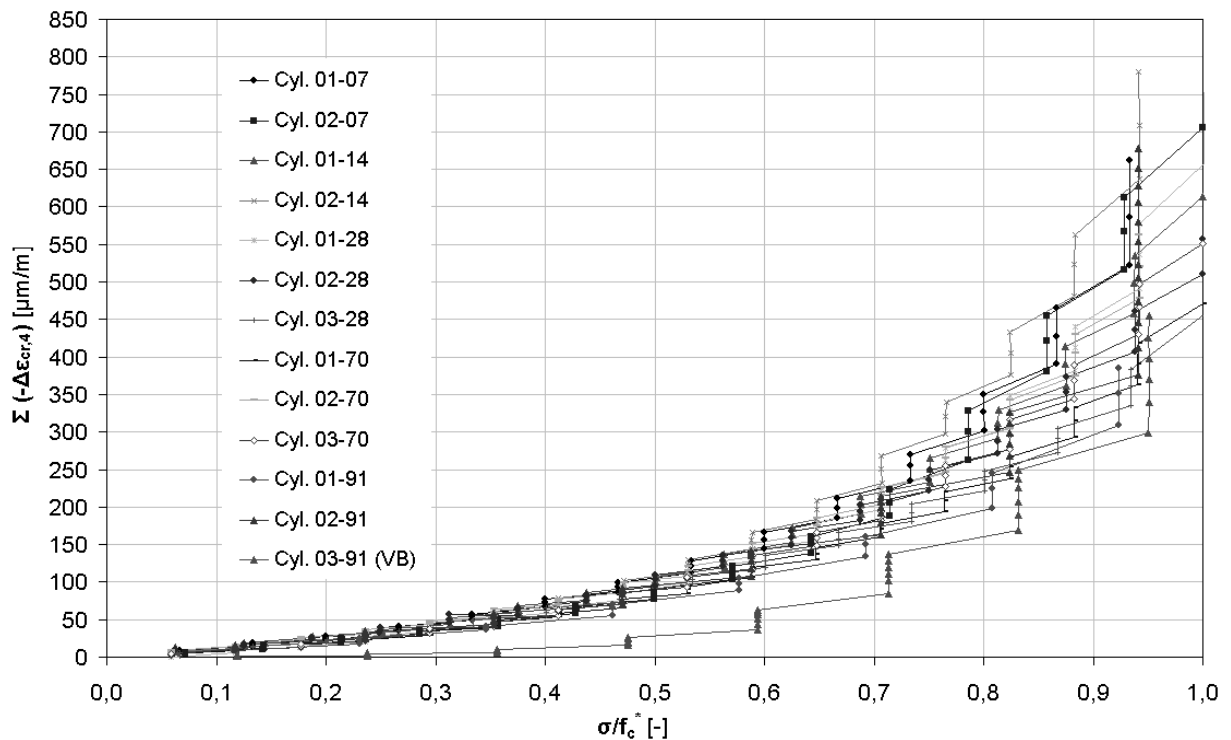


Abb. 3.55: Visko-plastische Verformungen in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (akkumuliert)

In Abbildung 3.56 ist der Kriechverformungs-Zeitverlauf der Vorbelastung der Probe Cyl. 03-91 nach Abbildung 3.38 dargestellt. Erwartungsgemäß zeigt sich, dass sich die Kriechverformungen $\varepsilon_{cr,1-2}$ nach 24-stündiger konstanter Belastung noch keinem annehmbaren Endwert genähert haben. Es wird eine Kriechzahl von $\varphi(t=24h) = 0,22$ erreicht, wobei der Wert nach 60 min bereits $\varphi(t=60min) = 0,09$ beträgt. Bei der Entlastung stellt sich heraus, dass sich die Kriecherholung bereits nach etwa 20 Stunden einem Endwert bzw. einer Asymptote annähert. Das bedeutet, dass nach diesem Zeitpunkt die visko-elastischen Verformungsanteile im Wesentlichen zurückgegangen sind. Der Endwert der auf die gesamte Kriechverformung $\varphi(t=24h)$ bezogenen Kriecherholung beträgt 0,45. Bereits 10 Stunden nach der Entlastung sind ca. 95 % der visko-elastischen Dehnungen eingetreten. Der Wert $\varphi_{v-el}(t=10h)/\varphi(t=24h)$ beträgt demnach 0,43.

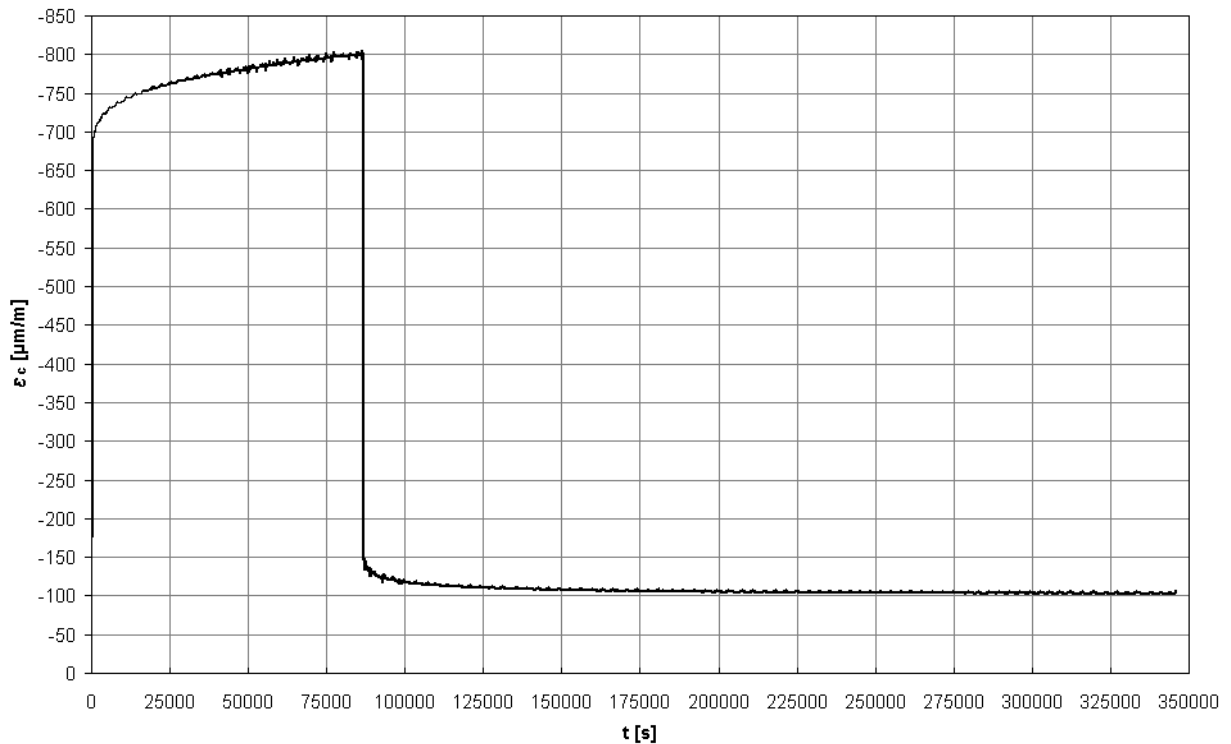


Abb. 3.56: Kriechverformungs-Zeitverlauf für 24 h Be- und 72 h Entlastung von Cyl. 03-91

Aus den gemessenen Formänderungsgrößen ε_c und ε_{cq} werden die Querdehnzahl ν_c nach Gleichung [3.11] und die Dilatation θ_c nach Gleichung [3.12] zum jeweiligen Zeitpunkt des Erreichens eines konstanten Spannungsniveaus (Punkt 1 in Abbildung 3.2) berechnet. Die Entwicklung dieser Kenngrößen der Strukturveränderungen des Betons sind für alle Proben in Abhängigkeit vom Niveau der Beanspruchung in den Abbildungen 3.57 und 3.58 grafisch dargestellt. Für die Auswertung wurde der Tertiärzyklus eines jeden Lastniveaus gewählt, da dort von einem weitgehend „eingespielten“ Formänderungszustand ausgegangen werden kann.

Der Kurvenverlauf der Querdehnzahl ist für alle Proben prinzipiell ähnlich. Mit steigendem Betonalter nehmen die Querdehnzahlen ν_c tendenziell ab, wenngleich die Unterschiede auch nur marginal sind. Die Querdehnzahl hängt also nur unwesentlich vom Betonalter ab. Bis etwa $0,6 \cdot f_c^*$ ist die Zunahme von ν_c relativ gering und nahezu linear. Sie liegt zwischen 0,14 und 0,19. Oberhalb dieser Beanspruchung nimmt die Querdehnzahl nichtlinear zu. Das bedeutet, dass ab diesem Punkt eine größere Schädigung der Mikrostruktur einsetzt. Der Knick der Kurve von Cyl. 02-07 ist kritisch zu bewerten. Dort liegt offensichtlich ein Messfehler bzw. ein Ausfall von DMS vor. Aus der Aufzeichnungsdatei des Versuches geht hervor, dass zwei der drei Querdehnungs-Messstreifen im Vergleich zum dritten ab der vorletzten Laststufe um das zweifache erhöhte Werte registrieren. Ein wesentlicher Einfluss der Vorbelastung bei Probe Cyl. 03-91 (VB) ist nicht zu erkennen.

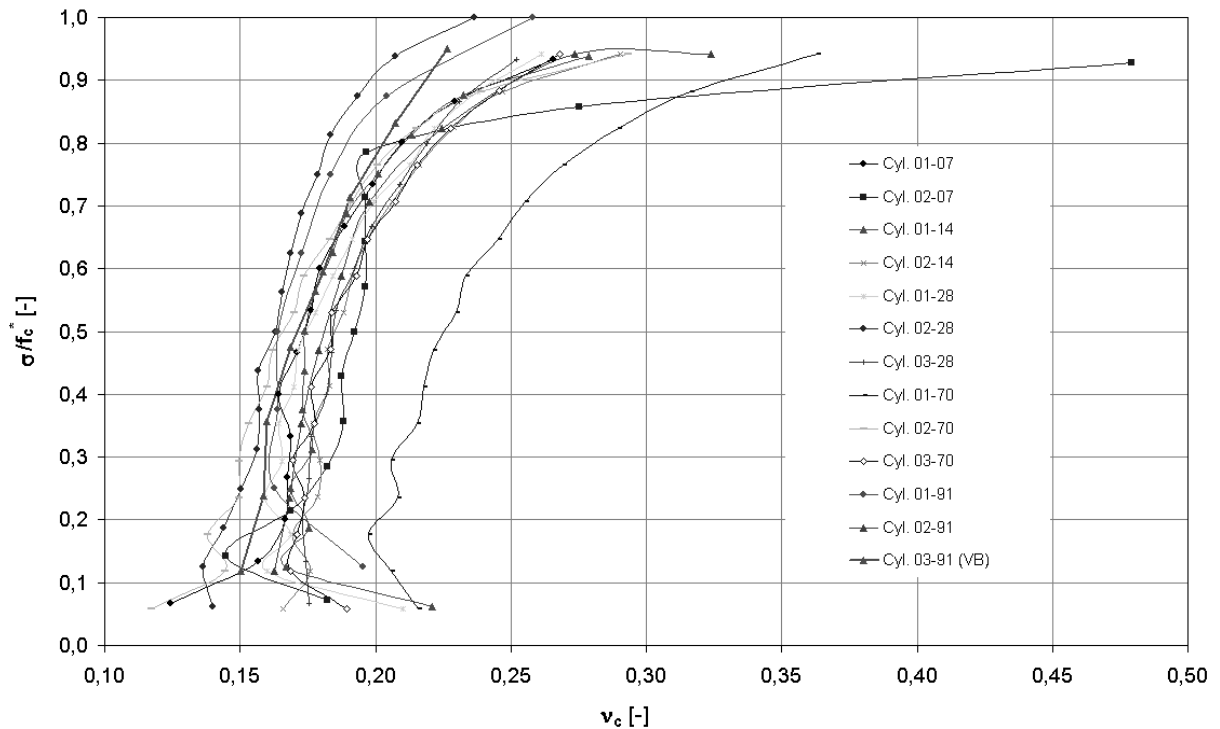


Abb. 3.57: Querdehnzahl ν_c (Tertiärzyklus) aller Versuche (SVB)

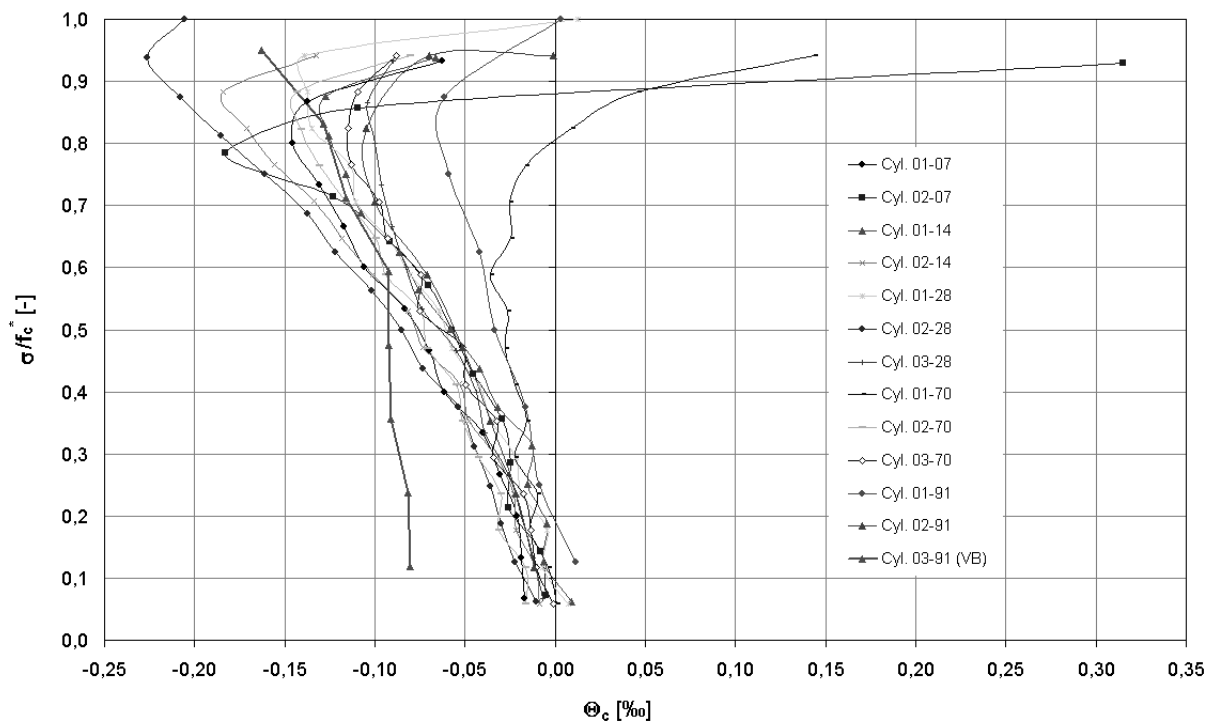


Abb. 3.58: Dilatation Θ_c (Tertiärzyklus) aller Versuche (SVB)

Die Auswertung der Graphen für die Dilatation Θ_c liefert ähnliche Aussagen wie für die Querdehnung. Das Volumen der Zylinder nimmt bis etwa 85 % der Bruchspannung f_c^* nahezu linear ab. Das heißt, es tritt bis dahin eine Verdichtung der belasteten Proben ein. Anschließend nimmt das Volumen schlagartig wieder zu. Das bedeutet, dass der Körper

zuerst in Längsrichtung stärker gestaucht wird, als er sich in Querrichtung ausdehnt. Im bruchnahen Bereich ab ca. $0,9 \dots 0,95 \cdot f_c^*$ „quillt“ er unter der Last auf. Das lässt auf größere Gefügezerstörungen schließen.

Beim Verlauf der Dilatation des Versuchs Cyl. 02-07 gilt aufgrund der fehlerhaften Messwerte das Gleiche wie oben.

Der Graph des Versuches Cyl. 03-91 (VB) verläuft im Bereich der Vorbelastung nahezu unverändert und gleicht sich danach allmählich an die Verläufe der übrigen Versuche an. Die Versuche der 91-Tage-Serie, bei denen der ausgeprägte Bereich der Volumenvergrößerung („Aufquellen“) fehlt, wurden regimebedingt nicht vollständig bis zum Bruch gefahren.

Die deutliche Zunahme der Querdehnzahl und die Abschwächung der Volumenzunahme ab etwa 85 % der Bruchspannung weisen deutlich auf zunehmende Mikrorissbildung und Gefügezerstörung des Betons hin.

3.3.4.5 Energiebetrachtungen

Die aus den Versuchen ermittelte Gesamtenergie W nach Gleichung [3.13] bzw. W_{zyklus} nach Gl. [3.16] ist in Abbildung 3.59 für alle untersuchten Proben mit SVB aufgetragen. Für Lastzyklen mit gleicher Belastungsintensität ist W näherungsweise konstant. Die relativ geringen Unterschiede in der Größe der Gesamtenergie pro Lastzyklus ergeben sich im Wesentlichen aus den durch die Reduktion der Steifigkeiten der einzelnen Proben bedingten veränderten Anteilen der elastisch gespeicherten Energie (siehe Abbildungen 3.45 und 3.60).

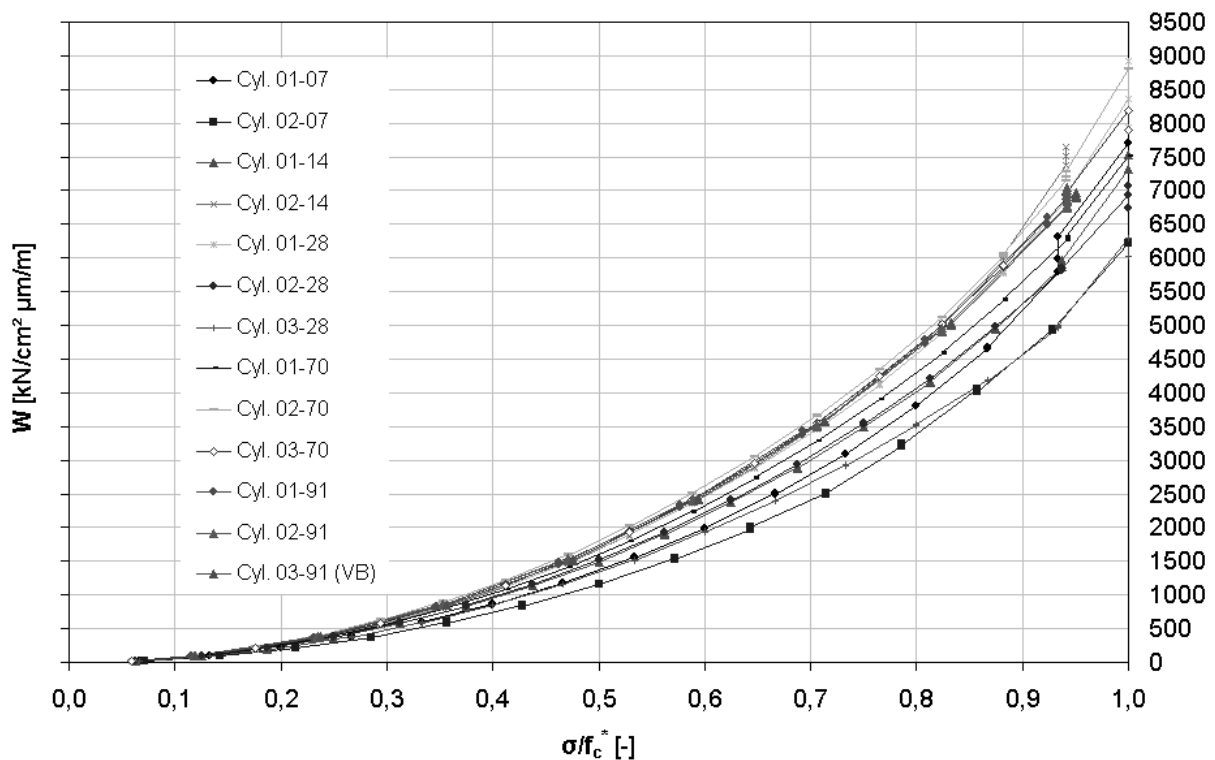


Abb. 3.59: Gesamtenergie W (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Unabhängig vom Belastungsalter zeigen sich prinzipiell gleiche Verläufe von W , wobei die Proben jüngeren Alters aufgrund der geringeren Steifigkeiten tendenziell eine geringere Gesamtenergie aufweisen. Infolge der Steifigkeitsabnahme vergrößert sich der Anteil der elastischen Energie W_{el} mit jedem Lastzyklus gleicher Belastungsintensität minimal (siehe Abbildung 3.60).

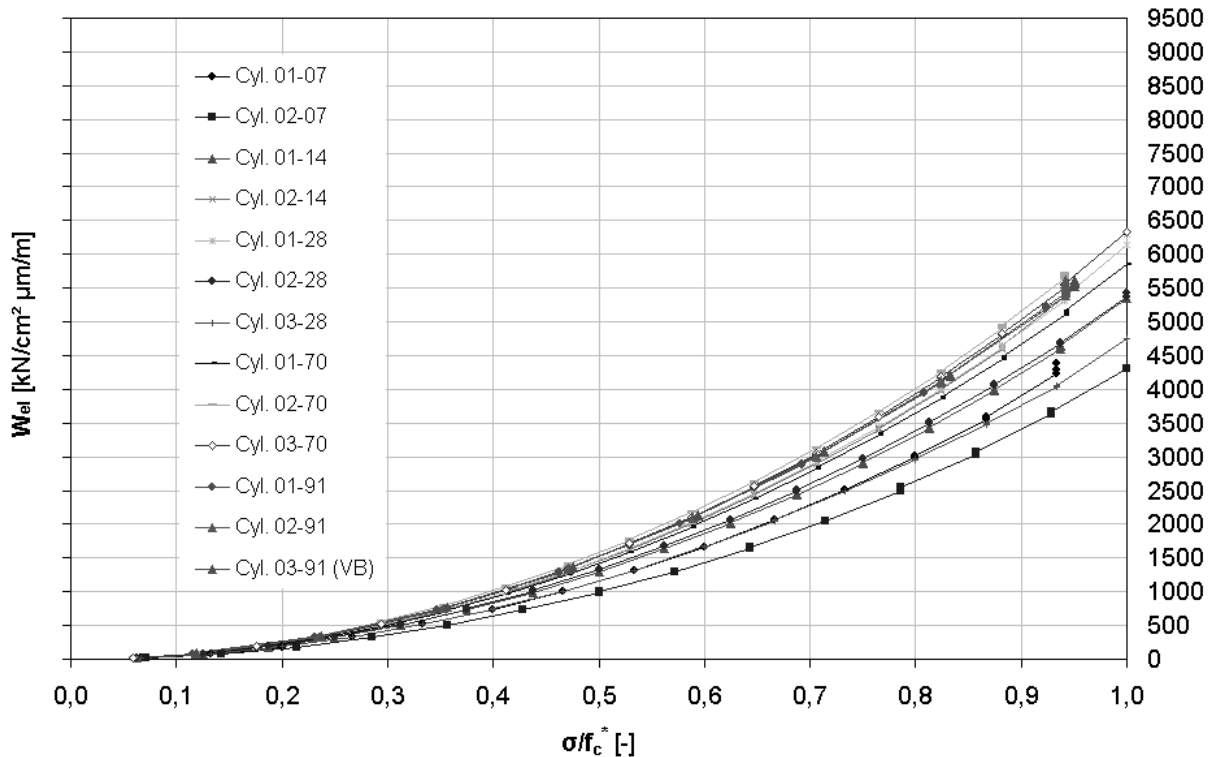


Abb. 3.60: Elastisch gespeicherte Energie W_{el} (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Wie bereits bei den Auswertungen des untersuchten Normalbetons festgestellt wurde, wird die während der Belastungs- und Lasthaltephasen verrichtete Gesamtarbeit W im Wesentlichen elastisch gespeichert. Die Strukturveränderungsenergie W_d und die für reversibles Kriechen dissipierte Energie W_{cr} stellen nur einen Anteil von etwa 20 % dar. Die Anteile von W_d und W_{cr} an der Gesamtenergie W nehmen mit steigender Beanspruchung zu, während der Anteil von W_{el} an W abnimmt. Dabei bewegt sich der Anteil von W_d bis etwa $\sigma/f_c^* = 0,6$ nahezu konstant auf sehr niedrigem Niveau. Exemplarisch sind in Abbildung 3.61 die Energieanteile für jeden Primärzyklus der Probe Cyl. 02-91 aufgetragen.

Der Anteil der für reversibles Kriechen dissipierten Energie W_{cr} (Abbildung 3.62) wird von der Vorbelastung und der Laststufendifferenz nicht nennenswert beeinflusst. Maßgeblichen Einfluss haben hier die elastischen Verformungseigenschaften (vgl. Abbildungen 3.50 und 3.52).

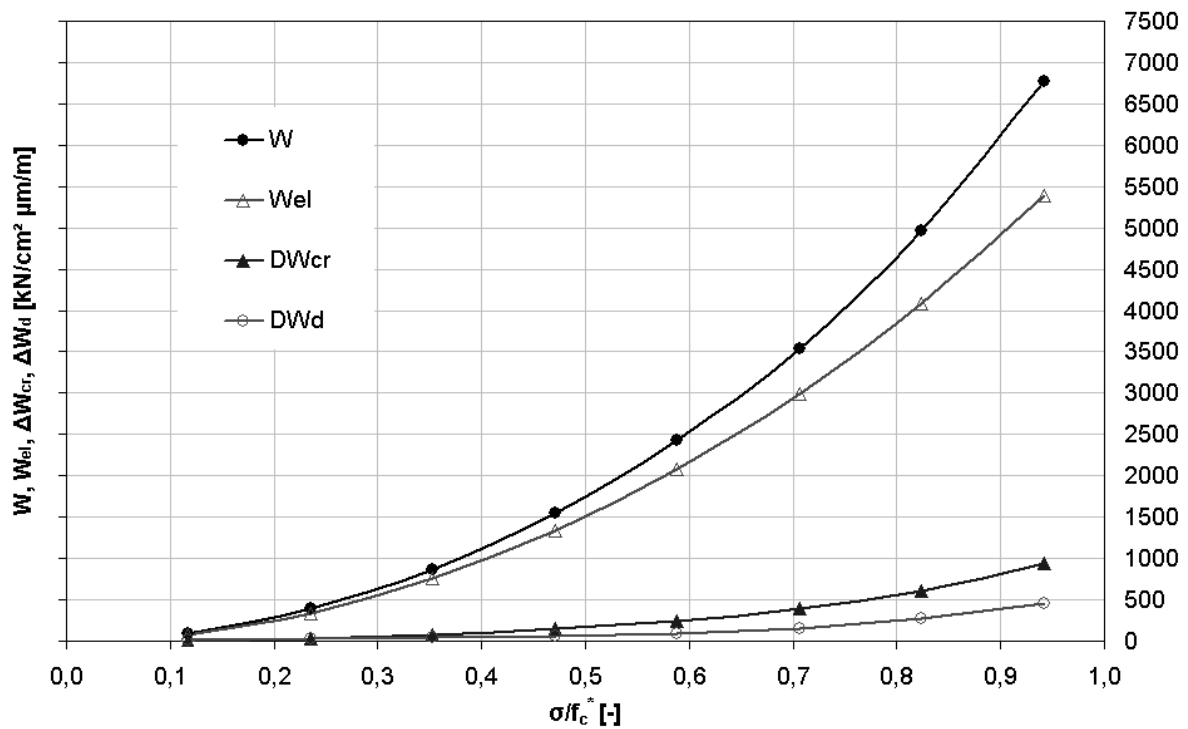


Abb. 3.61: Energieanteile in Abhängigkeit von der Belastungsintensität für Probe Cyl. 02-91 (Primärzyklen)

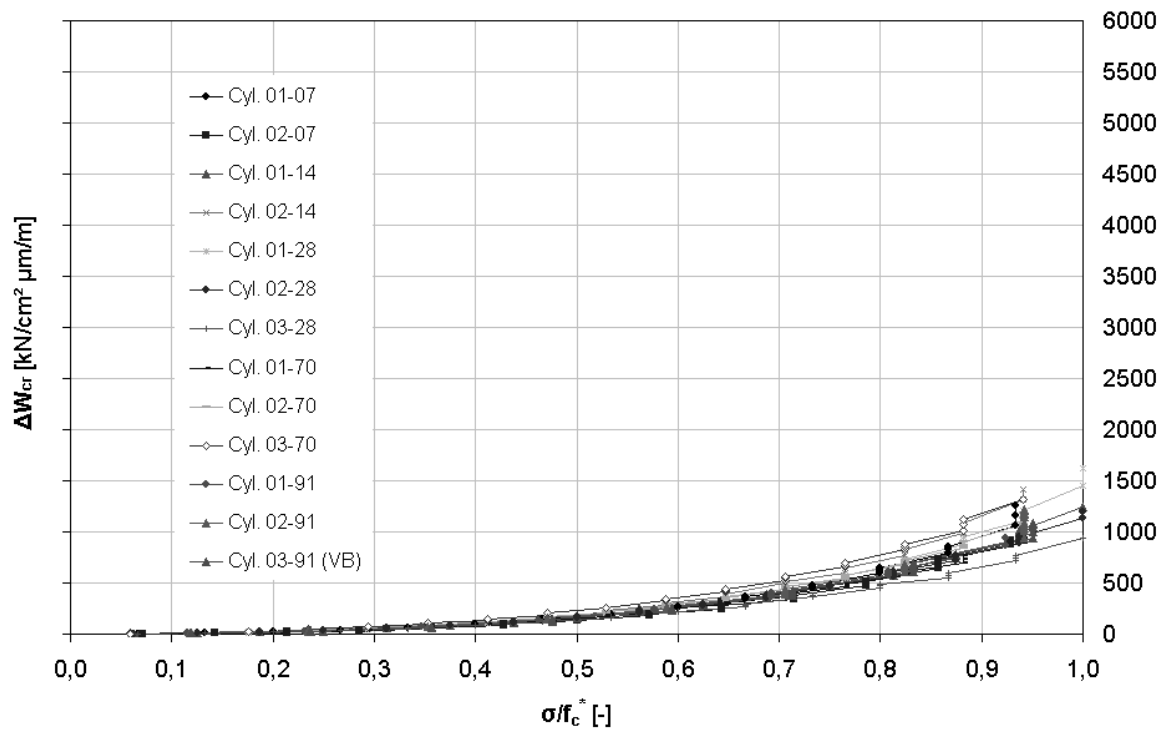


Abb. 3.62: Kriechenergie ΔW_{cr} (alle Zyklen) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

In Abbildung 3.63 ist der Anteil der Schädigungsenergie ΔW_d in Abhängigkeit von der Belastungsintensität akkumuliert dargestellt. Daraus kann abgelesen werden, welche Menge an Energie von der jeweiligen Probe für Strukturveränderungen dissipiert wird. Unabhängig vom Belastungsalter ergeben sich prinzipiell gleiche Verläufe, wobei die Abweichungen bis

$\sigma_c/f_c = 0,60 \dots 0,65$ relativ gering sind. In dem Beanspruchungsbereich, der dem Stadium 3 nach Abschnitt 3.3.4.3 entspricht, wirkt sich sowohl die Anzahl der Lastzyklen als auch das Belastungsalter deutlich auf die Größe der Strukturveränderungsenergie aus. Tendenziell nimmt die akkumulierte Schädigungsenergie mit der Anzahl der Zyklen zu und mit dem Belastungsalter ab. Die Vorbelastung der Probe Cyl. 02-91 zeigt ihren Einfluss dadurch, dass bis zu $\sigma_c/f_c \cong 0,35$ nahezu keine und bis $\sigma_c/f_c \cong 0,60$ deutlich weniger Energie für Strukturveränderungen dissipiert wird als bei den übrigen Proben.

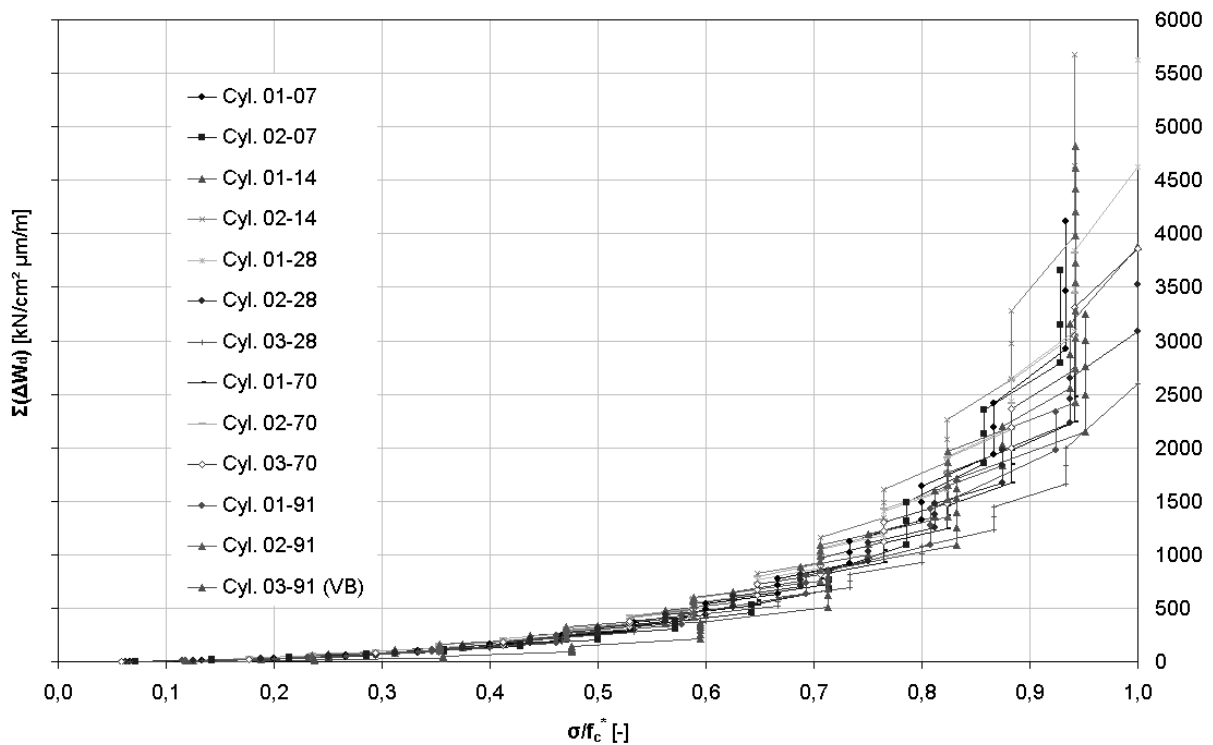


Abb. 3.63: Strukturveränderungsenergie ΔW_d (akkumuliert) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Bei der Strukturveränderungsenergie W_d kann entsprechend Abschnitt 3.1.2.2 zwischen zwei ursächlichen Anteilen unterschieden werden. Die Auswertung nach Gleichung [3.18] bzw. [3.19] bestätigt die bereits bei der Untersuchung des Normalbetons gewonnene Erkenntnis, dass der wesentliche Teil der Strukturveränderungsenergie für Vorgänge innerhalb der Kristallstruktur des Betongefüges dissipiert wird. Nur etwa 20 % der für Struktur- bzw. Gefügeveränderungen im Beton dissipierten Gesamtenergie W_d wird zur Mikrorissbildung dissipiert. Diese Tatsache ist konform mit der Degradation der Steifigkeit bis zum Bruch. In Abbildung 3.64 ist der entsprechend Gleichung [3.19] berechnete Anteil der Strukturveränderungsenergie $\Delta W_d^{(pl)}$ in Abhängigkeit von der Belastungsintensität akkumuliert für jeden Zyklus bis zum Bruch dargestellt.

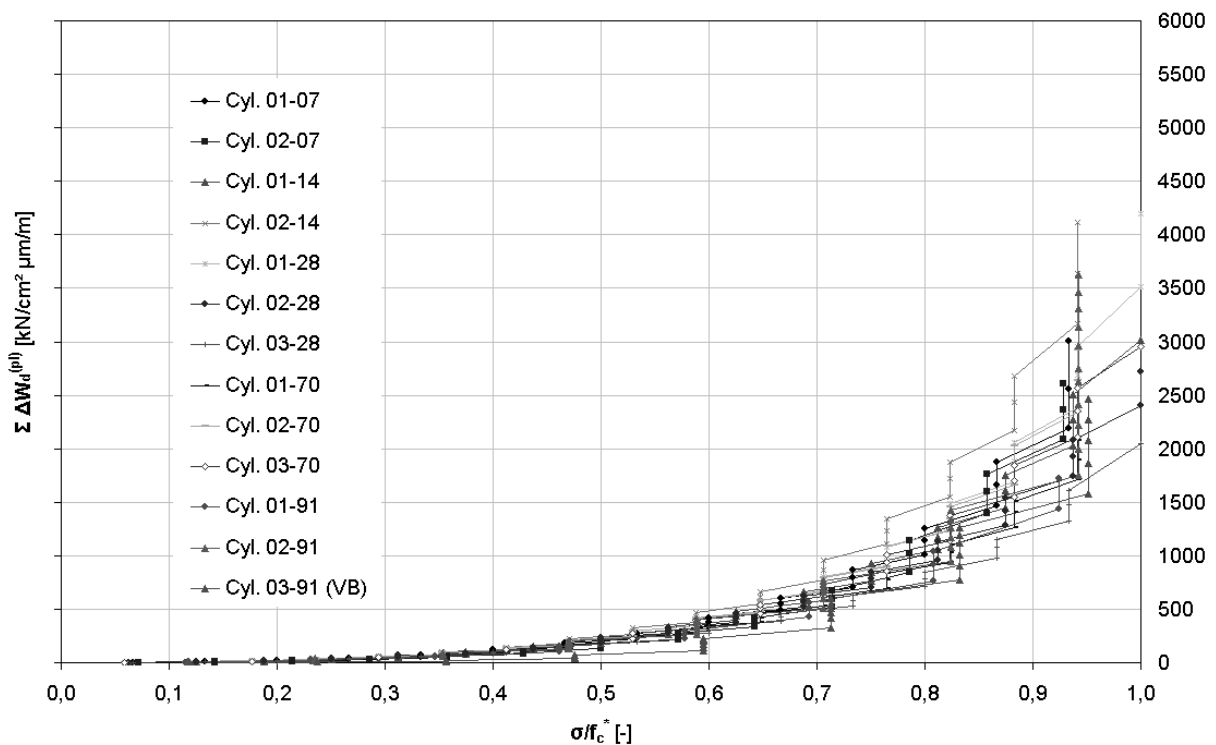


Abb. 3.64: Strukturveränderungsenergie $\Delta W_d^{(pl)}$ (akkumuliert) in Abhängigkeit von der Belastungsintensität

Die Anteile der Strukturveränderungsenergie ΔW_d und der für reversibles Kriechen dissipierten Energie ΔW_{cr} verhalten sich bei wiederholter Belastung auf gleichem Spannungsniveau, ähnlich wie beim Normalbeton, gegenläufig. Während sich der Kriechanteil ΔW_{cr} mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen auf gleichem Niveau erhöht, nimmt der Schädigungsanteil ΔW_d mit der Anzahl der Zyklen ab (siehe Abbildung 3.65). Etwa ab dem vierten Zyklus stellen sich beim SVB sowohl für die Gesamtenergie als auch die elastische gespeicherte Energie in der Ebene der Lastzyklen konstante Werte ein.

Der nichtlineare Verlauf des Schädigungsanteils ΔW_d mit der Anzahl der Zyklen auf gleichem Niveau bestätigt die Erkenntnis, dass die Reduktion des E-Moduls innerhalb der ersten drei Zyklen am höchsten ist. Darüber hinaus tritt durch konstante Anteile der Schädigungsenergie nur noch ein näherungsweise linearer Steifigkeitsabfall auf. Wenn sich der Anteil der Strukturveränderungsenergie ΔW_d zu null ergibt, kommt es zu keiner weiteren Degradation der Steifigkeit.

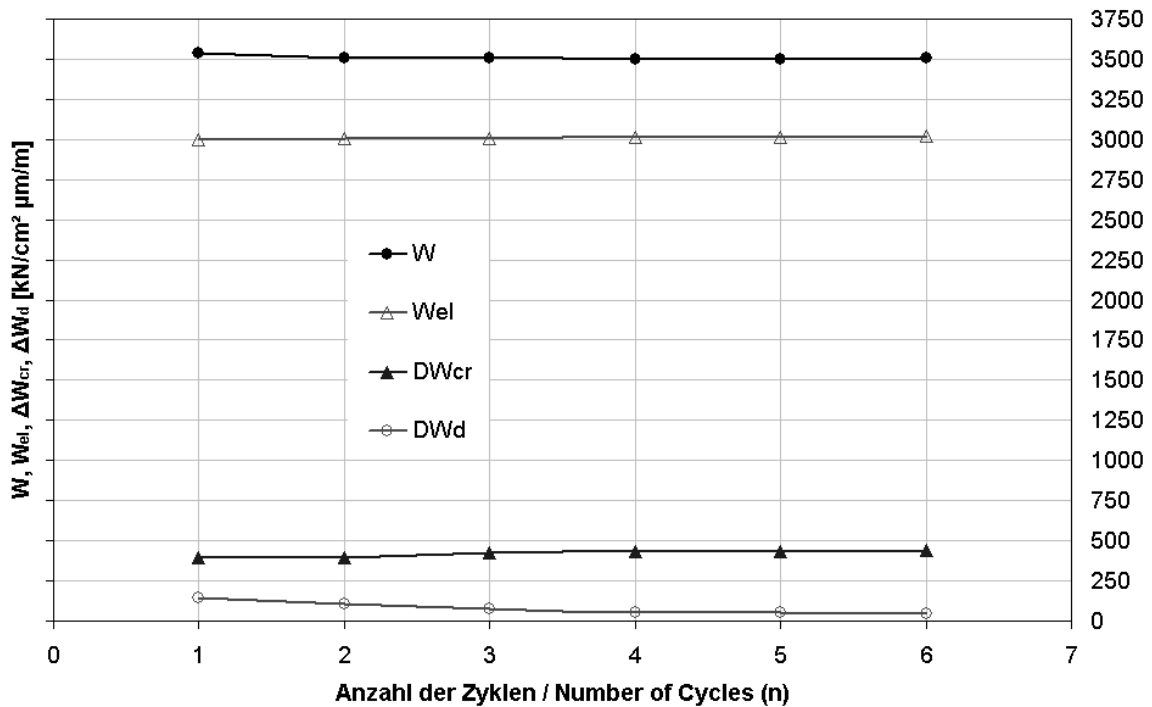


Abb. 3.65: Energieanteile in Abhängigkeit vom Lastzyklus für Probe Cyl. 02-91 ($\sigma_c/f_c^* = 0,7$)

In Abbildung 3.66 ist der Damage Index DI nach Gleichung [3.20], d.h. die gesamte Schädigungsenergie bezogen auf die zugehörige maximale elastische Energie in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau aufgetragen. Für Proben mit geringerem Alter bei Belastung ergeben sich tendenziell größere bezogene Werte der Schädigungsenergie.

Definitionsgemäß zeigt sich ein dem der akkumulierten bleibenden Verformungen ähnlicher nichtlinearer Verlauf von DI. Der Schädigungsgrad bewegt sich bis zu einer Beanspruchungsintensität von $\sigma_c/f_{cm}^* \cong 0,7$ für alle untersuchten Proben bei etwa 30 %. Oberhalb dieses Niveaus unterliegt der Damage Index der einzelnen Proben starken Streuungen, die im Zusammenhang mit dem spezifischen Verformungsverhalten jeder einzelnen Probe (Verhältnis von Längs- zu Querdehnung, siehe auch Anhang B1) stehen.

Bei Belastungen nahe der Bruchlast unterliegt das Werkstoffverhalten von Beton infolge fortschreitender Mikrorissbildung einer wesentlich stärkeren Streuung als unter so genannter Gebrauchslast. Selbst unter Laborbedingungen kann die Streuung der Messwerte bei Serienversuchen an gleichen Proben mit gleicher Betonmischung (Charge) sehr groß sein. Diese Unterschiede können neben dem Probenalter nur mit der Heterogenität des Betons bzw. mit der unregelmäßigen und zufälligen Verteilung der Zuschläge in den einzelnen Proben erklärt werden.

Die vorgeschädigte Probe Cyl. 03-91 (VB) weist erwartungsgemäß unterhalb der Vorbelastung einen geringeren Grad der Schädigung auf als die übrigen Proben. Der Verlauf des Damage Index ist oberhalb der Vorbelastung ähnlich dem der vergleichbar belasteten Probe Cyl. 02-91, wobei ein geringer Schädigungsgrad erreicht wird. Durch die gegenüber den übrigen Proben erhöhte Anzahl der Lastzyklen ist der Zuwachs an Strukturschädigung bei der Probe Cyl. 02-91 höher bzw. wird ein ähnlicher Grad der Schädigung erreicht.

Aus diesen Auswertungen kann der Zusammenhang abgeleitet werden, dass die im Laufe der Belastungsgeschichte einer Probe für Strukturveränderungen dissipierte Energie nie größer sein kann als die bis dahin durch ihre Steifigkeitsdegradation beeinflusste maximale elastische Energie. Anderenfalls versagt die Probe durch Bruch. Jedoch kann sich der Bruch bedingt durch spezifische strukturelle Eigenschaften der Probe auch bereits bei Werten von über 0,5 einstellen (siehe z.B. Probe Cyl. 03-28 in Abbildung 3.66).

Beim Erreichen eines höheren Beanspruchungsniveaus deutet der Damage Index einzelner SVB-Proben scheinbar einen rückläufigen Schädigungsgrad an (vgl. Normalbeton nach Abschnitt 3.2.4.4). Beim Folgezyklus wird dies jedoch wieder ausgeglichen und gegenüber dem reduzierten ein in der Regel höherer Schädigungsgrad erreicht.

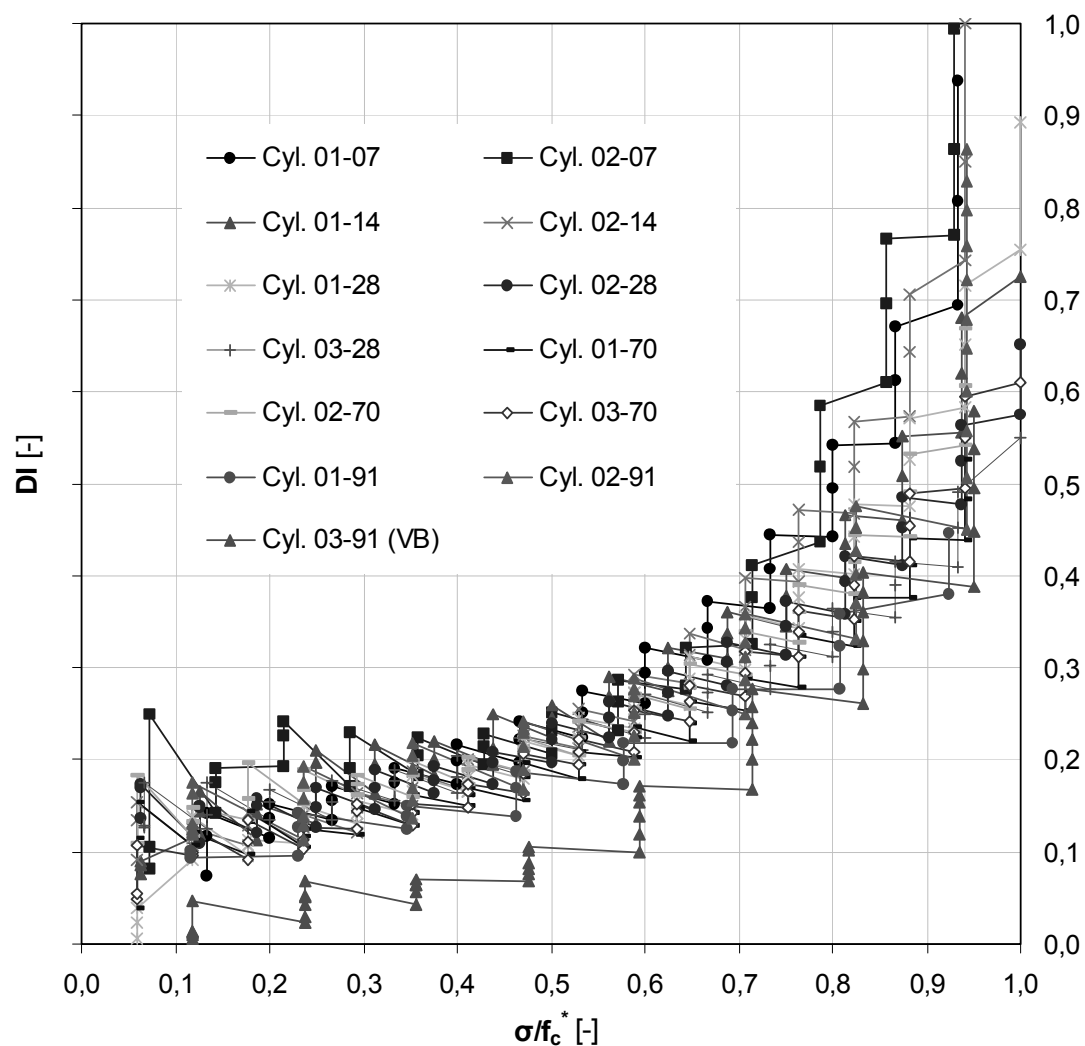


Abb. 3.66: Damage Index DI – Bezogene Schädigungsenergie in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (SVB)

4 Modellierung des Verformungsverhaltens unter niederzyklischer quasi-statischer Beanspruchung

4.1 Berechnungsmodell

4.1.1 Grundlagen

Der Anspruch der Modellierung des Verformungsverhaltens des Betons unter zyklischer Belastung liegt hier auf der Beschreibung des Kurzzeit-Kriechens, d.h. für Belastungs- und Entlastungszeiträume im Minutenbereich. Damit verbunden ist der Einfluss des verwendeten Elastizitätsmoduls, der entscheidend die Größe der kriecherzeugenden elastischen Dehnung bestimmt. Für die Beschreibung des Langzeitverhaltens wird der E-Modul in der Regel konstant angesetzt, was jedoch dem in den Abschnitten 3.2 und 3.3 beschriebenen Kurzzeit-Versuchen beobachteten Betonverhalten nur in gewissen Grenzen entspricht.

Der nachfolgenden Analyse der Anwendbarkeit der in Abschnitt 2.5 vorgestellten Materialgesetze auf den Kurzzeitbereich liegen zunächst die Auswertungen in [Sc4,5] und [Ra2] zugrunde, die sich auf eine Versuchsreihe von drei zylindrischen Betonproben beziehen. In den Versuchen wurden entsprechend des Lastregimes in Abbildung 4.1 die 128 Tage alten Betonproben mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 300 mm verschiedenen Be- und Entlastungsvorgängen im zentrischen Druckversuch ausgesetzt. Die Versuchsdurchführung erfolgte bis zum Versagen der Probekörper. Während der Versuch wirkte eine Grundlast von $F_{\min} = 25 \text{ kN}$. Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit dF/dt betrug konstant $1,5 \text{ kN/s}$. Die Lasthaltezeiten nach dem Erreichen der entsprechenden Kräfte $F_{\max,i}$ bzw. F_{\min} betrugen je 180 Sekunden. Es wurden jeweils zwei Lastwechsel-Wiederholungen auf jeder Laststufe durchgeführt, wobei die Laststufen-Differenz ΔF konstant 25 kN betrug. Infolge der kraftgesteuerten Versuchsdurchführung trat das Versagen schlagartig ein. Das Nachbruchverhalten konnte nicht erfasst werden.

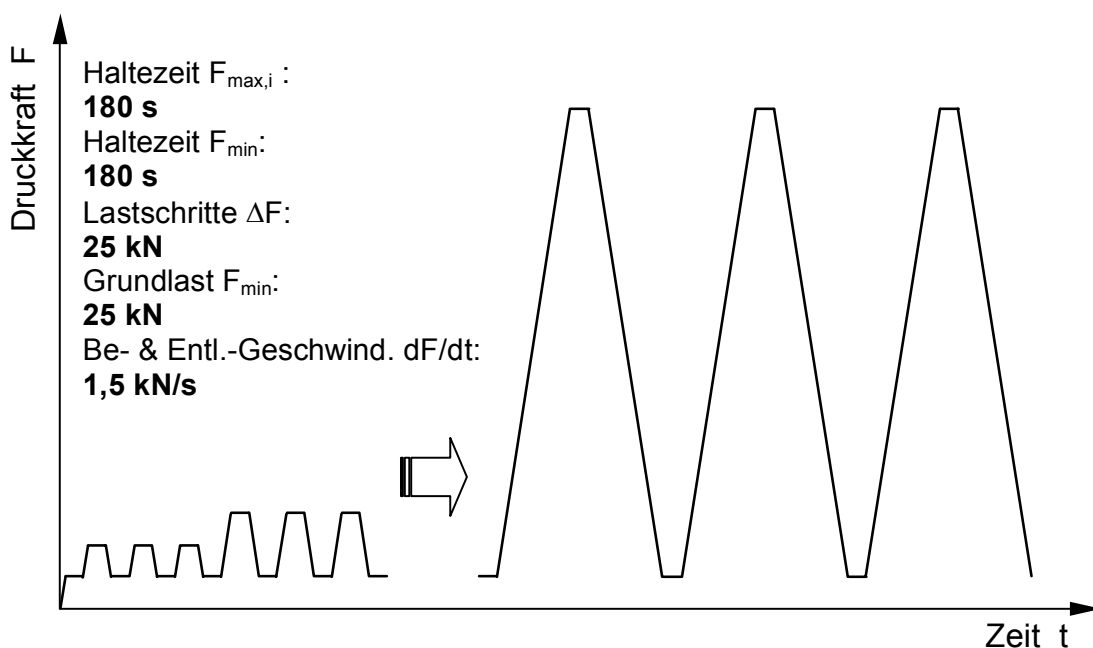


Abb. 4.1: Belastungsregime der Versuche nach *Bolle* (schematisch)

Die Laststufe 425 kN stellt für alle drei Proben die Bruchlaststufe dar. Das entspricht einer Druckfestigkeit unter zyklischer Belastung von $f_c^* = 58 \text{ N/mm}^2$. Aufgrund des relativ hohen Betonalters für eine Erstbelastung konnten die Festigkeitseigenschaften als zeitunabhängig aufgefasst werden. In Abbildung 4.2 ist das Kraft-Längsstauchungs- und Längsdehnungs-Zeit-Diagramm der Probe Z-1 dargestellt.

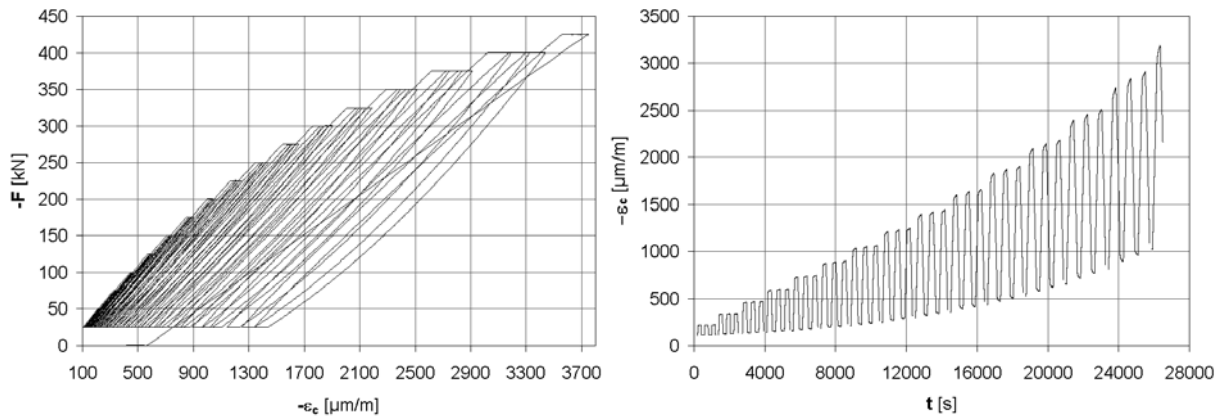


Abb. 4.2: Kraft-Längsstauchungs- und Längsdehnungs-Zeit-Diagramm für Probe Z-1

Aus den gemessenen Formänderungsgrößen ε_c wurde der E-Modul E_c nach Gleichung [2.21] berechnet. Die Entwicklung dieser Kenngröße der Strukturveränderungen des Betons ist in Abbildung 4.3 für alle drei Proben graphisch dargestellt. Wie aus [Sc4,5] und [Ra2] hervorgeht, beginnt die Steifigkeitsdegradation für den untersuchten Normalbeton bereits bei geringen Beanspruchungen und verläuft bis zum Bruch nahezu linear. Dabei ergibt sich als anfänglicher E-Modul ein Mittelwert aus allen drei Proben von $E_c = 3350 \text{ kN/cm}^2$. Im vorliegenden Fall nimmt der so berechnete Elastizitätsmodul bis zum Bruch durchschnittlich etwa 25 % ab.

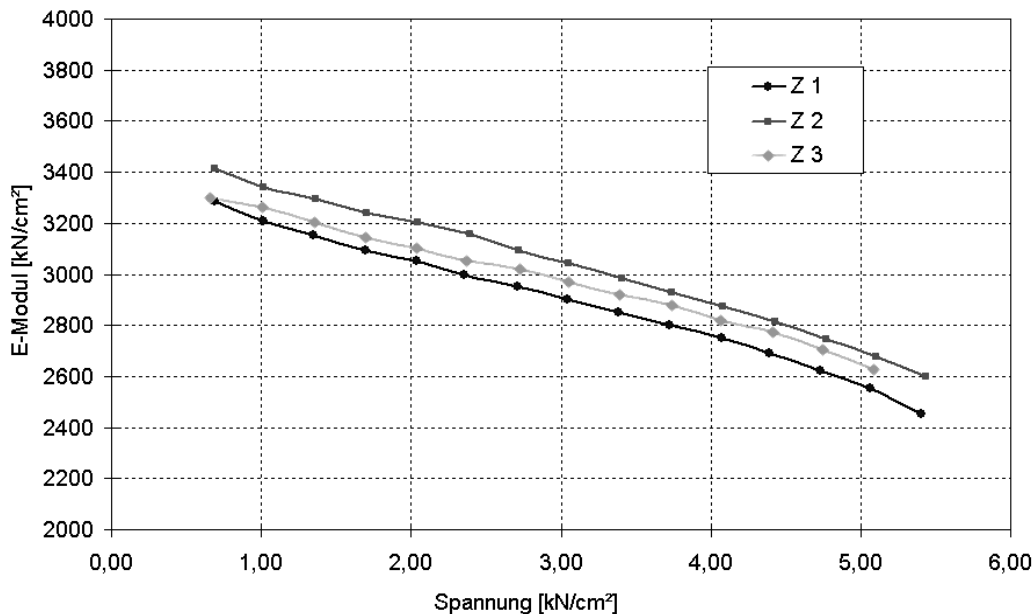


Abb. 4.3: Degradation des E-Moduls (Sekantenmodul) mit zunehmender Beanspruchung [Ra2]

4.1.2 Lineare Kriechfunktion

Im Bereich des linearen Kriechens gilt das Superpositionsprinzip. Die Lasten werden durch Sprungfunktionen mit einer Differenz von 25 kN aufgebracht, welche jeweils vom Zeitpunkt der Belastung τ bis t_∞ wirken. Die Laststufen von 25 kN entsprechen jeweils einer Spannung von $\sigma_c = 0,34 \text{ kN/cm}^2$. Die Belastungsgeschwindigkeit während der Versuche beträgt 1,5 kN/s, sodass sich bei der Berechnung der Be- und Entlastungsphasen nach jeweils 17 s die Belastung sprunghaft ändert. Diese Aufteilung berücksichtigt somit auch das Kriechen, das während der Be- und Entlastungsvorgänge auftritt. Eine Vernachlässigung dieser zeitabhängigen Anteile kann bei der Berechnung der Kurzzeit-Verformungen zu unzureichenden Ergebnissen führen, da speziell für hohe Laststufen die Zeitdauer für Be- bzw. Entlastung die Standzeit der Last überschreiten kann. In Abbildung 4.4 ist das Belastungsregime, der approximierte Verlauf und die der Berechnung zugrunde gelegte Lastfunktion dargestellt. Positiv und negativ wirkende Spannungen werden gleich behandelt.

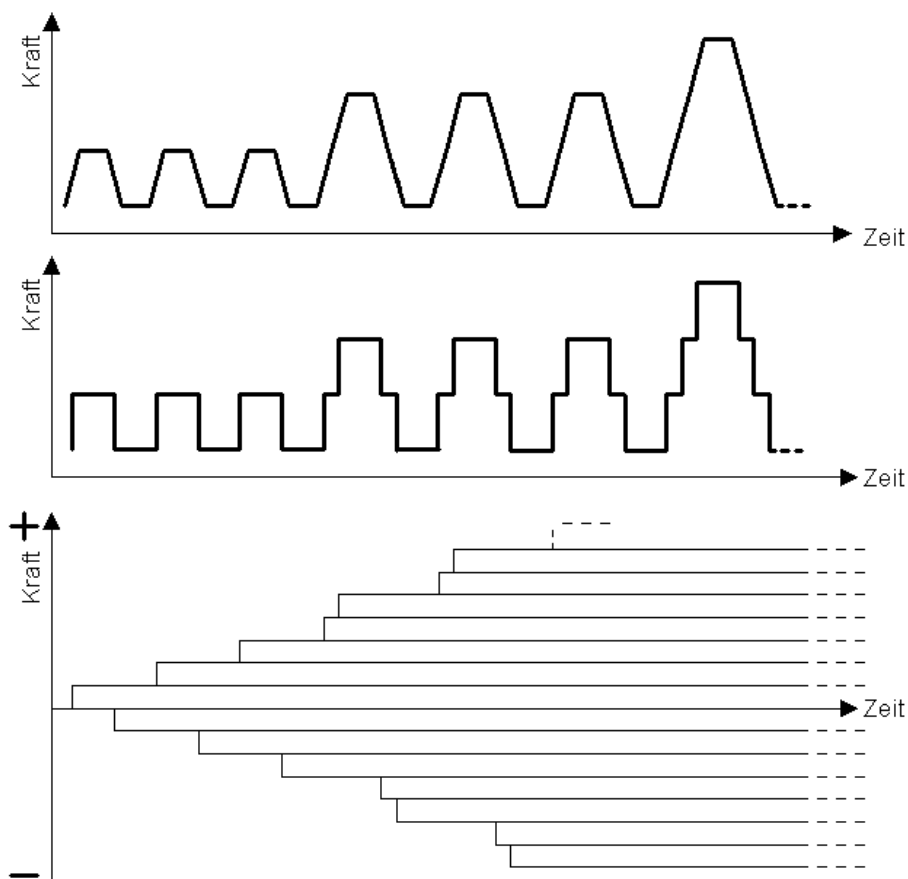


Abb. 4.4: Belastungsregime und Approximation für die lineare Kriechberechnung [Ra2]

Da Entlastungen über eine entgegengesetzt wirkende Kraft in die Berechnung eingehen, sind nach mehrmaliger Be- bzw. Entlastung sehr viele gleichzeitig wirkende Lasten im Rechenmodell vorhanden. Die Zeitachse ist in Intervalle von 25 s unterteilt. Für jeden Intervallpunkt wird ein Dehnungswert berechnet.

Die Auswertung kann grundsätzlich mit den Ansätzen für Kriechfunktionen nach den Gleichungen [2.22] bis [2.35] erfolgen. Die Logarithmusfunktion besitzt die wenigsten Freiwerte, was im Allgemeinen zur schlechtesten Übereinstimmung mit den Versuchswerten führt. Die Exponentialfunktion liefert ähnliche Werte wie die Hyperbelfunktion, was aber maßgeblich drauf zurückzuführen ist, dass zusätzliche freie Parameter verwendet werden.

Um den Dehnungsverlauf infolge des Kriechens für kurze Zeiträume zu beschreiben, wird in [Ra2] eine Potenzfunktion entsprechend Gl. [2.26] sowie eine hyperbolische Potenzfunktion nach Gl. [2.32] ausgewählt, welche beide einem Produktansatz folgen. Bei der Berechnung wurden die Kriechzahlen mit Hilfe des Doppelpotenzgesetzes (Double Power Law) nach *Bažant* et al. [Ba2] sowie der Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 bzw. Heft 525 DAfStb [DIN5] ermittelt. Das Double Power Law beschreibt nicht nur die Kriechdehnungen sondern schließt die elastischen Verformungen mit ein. Dabei wird von einem aus den Versuchen bestimmten konstanten asymptotischen E-Modul E_0 ausgegangen. Für die Berechnungen wird ein konstanter E-Modul von 3350 kN/cm² verwendet, der etwa dem anfänglichen Wert der Probe Z-1 entspricht.

Es zeigt sich für alle drei Proben, dass eine Beschreibung des Dehnungsverlaufs mit einem linearen Kriechmodell und konstantem Elastizitätsmodul nur für einen begrenzten Bereich zutreffend ist. Nur bis etwa 25 % der beim Bruch vorhandenen Spannung von $f_c^* = 5,8$ kN/cm stimmen die berechneten Dehnungen mit den Versuchswerten hinreichend überein. Darüber hinaus sind die Versuche durch ein Anwachsen der Dehngeschwindigkeit speziell im Bereich hoher Lastniveaus gekennzeichnet, da dort die Bereiche sekundären bzw. tertiären Kriechens erreicht werden.

Bei dieser Formulierung werden jedoch nicht nur die Fließdehnungen, sondern auch die verzögert elastischen Dehnungen unterschätzt, da die Abnahme des Elastizitätsmoduls bzw. die Steifigkeitsdegradation in Abhängigkeit von der Beanspruchungsintensität vernachlässigt wird. Aus einem niedrigeren E-Modul resultiert eine größere elastische und somit auch eine größere verzögert elastische Dehnung. Neben der Nichtberücksichtigung des nichtlinearen Kriechens ist dies ein zweiter Grund dafür, dass mit dem linearen Modell nur unzureichende Ergebnisse erzielt werden. Deshalb ist für eine realitätsnahe Beschreibung der Versuchsergebnisse die Verwendung eines variablen Elastizitätsmoduls unerlässlich.

Der variable Elastizitätsmodul kann in Abhängigkeit vom Betonalter und Spannungsniveau angegeben werden. Aufgrund des hier relativ hohen Betonalters von 128 Tagen und der kurzen Belastungsdauer, spielt die Abhängigkeit des E-Moduls vom Alter $n(\tau)$ nur eine untergeordnete Rolle und kann hier vernachlässigt werden. Bei der Berechnung findet die Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 Anwendung, da das Doppelpotenzgesetz von einem konstanten asymptotischen Elastizitätsmodul ausgeht. Dazu wurden die versuchstechnisch ermittelten Werte nach Abbildung 4.3 verwendet, wobei für den E-Modul der Folgezyklen auf gleichem Spannungsniveau jeweils der gleiche Wert angesetzt wurde. Das heißt, es wird innerhalb einer Laststufe bzw. eines Spannungsniveaus von einem konstanten E-Modul ausgegangen und die Abhängigkeit der Steifigkeit von der Anzahl der Lastzyklen vernachlässigt. Da ein lineares Kriechmodell verwendet und der Elastizitätsmodul jeweils zu Beginn der Laststufe geändert wird, kann die Superpositionsmethode angewendet werden, um die Verformungen zu bestimmen. Die Ergebnisse dieses Modells im Vergleich zu den Versuchswerten sind in Abbildung 4.5 dargestellt.

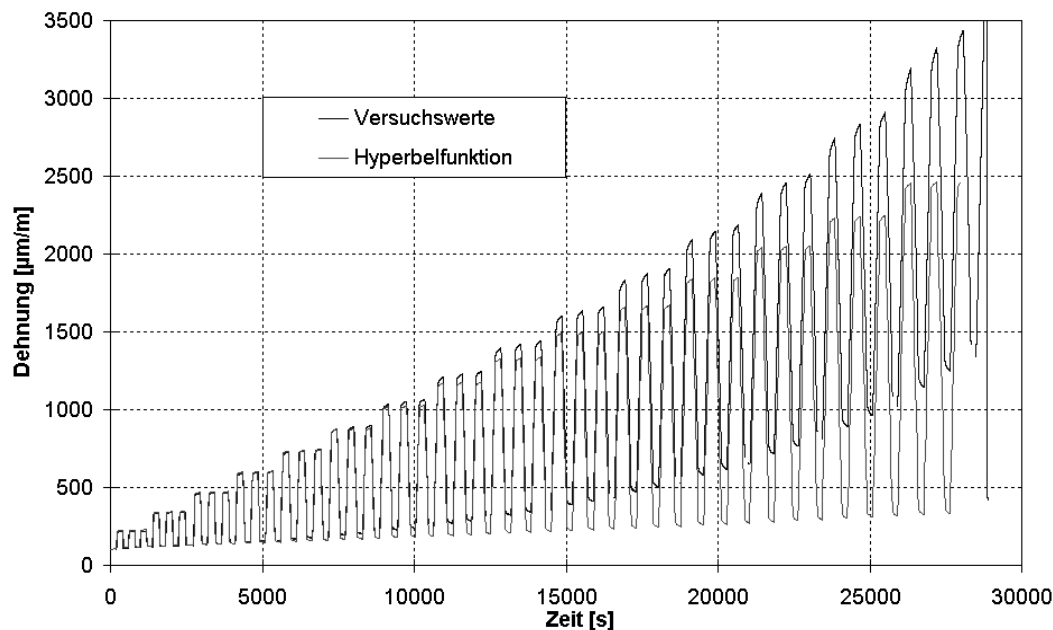


Abb. 4.5: Dehnung-Zeit-Verlauf für lineare Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 mit $E \neq \text{const.}$ (Probe Z-1)

Die Verwendung eines variablen Elastizitätsmoduls führt zu einigen entscheidenden Verbesserungen bei der Beschreibung des Dehnungsverlaufes. Die Abweichungen innerhalb etwa 35 bis 40 % der Bruchspannung sind relativ gering. Dies ist in etwa der Bereich, für den allgemein lineares Kriechen vorausgesetzt wird.

Erwartungsgemäß kann mit dieser Methode eine Erhöhung des elastischen bzw. verzögert elastischen Anteils für höhere Belastungsstufen erreicht werden, da die mit zunehmender Beanspruchung auftretende Degradation der Steifigkeit berücksichtigt wird. Die bleibenden Verformungen werden jedoch unterschätzt, da der prinzipielle Verlauf der Kriechfunktion unbeeinflusst bleibt. Ein nichtlineares Kriechgesetz unter Verwendung eines spannungsabhängigen Überproportionalitätsfaktors beeinflusst vor allem die Fließdehnung. Deshalb kann nur durch die Verwendung einer nichtlinearen Kriechfunktion in Kombination mit einem beanspruchungsabhängigen Elastizitätsmodul eine hinreichende Beschreibung der Versuchsrealität erreicht werden.

4.1.3 Nichtlineare Kriechfunktion

Die Ausführungen des letzten Abschnittes zeigen, dass das Kurzzeit-Kriechen des Betons nur für einen begrenzten Beanspruchungsbereich mit den dort verwendeten Modellen beschreibbar ist. Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass der Beton einem nichtlinearen Kriechgesetz folgt, da die Verformungen überproportional zur aufgetragenen Spannung anwachsen. Wird nun eine nichtlineare Kriechfunktion verwendet und werden die kriechezeugenden elastischen Dehnungen mit einem beanspruchungsabhängigen E-Modul bestimmt, können die Verformungen über nahezu den gesamten Beanspruchungsbereich zutreffend beschrieben werden.

Die Berechnung erfolgt nur noch zu vorher ausgewählten Zeitpunkten. Diese Zeitpunkte entsprechen dem Start- bzw. Endzeitpunkt der Be- und der Entlastung. Weiterhin werden Intervallpunkte während dieser Laständerungsphasen bestimmt. Die Zeitabschnitte betragen

jeweils 17 s. Während der Lasthalte- und Entlastungsphasen werden keine Punkte eingefügt, da dies zu einem unverhältnismäßig hohen Berechnungsaufwand führen würde. Die Belastungsfunktion entspricht einer Impulsfunktion nach Abbildung 4.6.

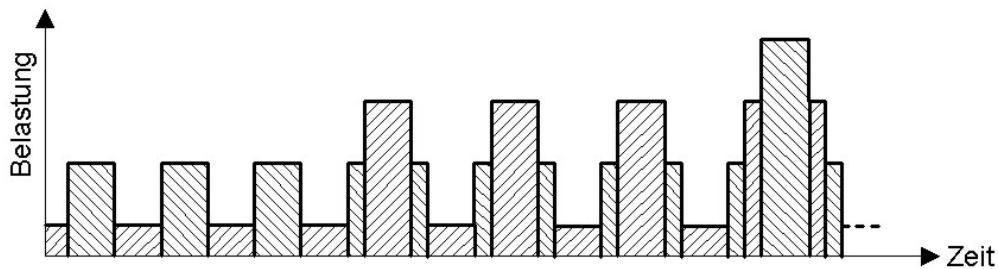


Abb. 4.6: Impulsfunktion für die nichtlineare Kriechberechnung [Ra2]

Als Zeitverlaufsfunction kommt der Hyperbelansatz nach DIN 1045-1 unter Verwendung der Nichtlinearitätsfaktoren von *Bažant/Prasannan*, *Bažant/Kim* und Model Code 90 bzw. EC 2 nach Abschnitt 2.5.7 zum Einsatz. Aus den Abbildungen 4.7 bis 4.9 ist zu erkennen, dass durch eine nichtlineare Kriechfunktion und die Erfassung der Steifigkeitsdegradation eine zutreffende Beschreibung des Verformungsverhaltens unter niederzyklischer Beanspruchung erreicht werden kann. Die berechneten Gesamtdehnungen entsprechen nahezu den Messwerten. Unterschiede zwischen den Nichtlinearitätsfaktoren werden dabei erst ab einem Beanspruchungsniveau von etwa 80 % deutlich.

In [Ra2] wird für den Parameter α_σ des Nichtlinearitätsfaktors nach MC 90/EC 2 ein Wert von 1,3 angegeben. Dabei ist allerdings zu beachten, dass dieser nur in Verbindung mit der dort nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate angepassten linearen Kriechfunktion gültig ist. Beispielsweise ist der mit α_σ korrespondierende Parameter b , welcher $\varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm})$ entspricht, mit dem angegebenen durchschnittlichen Wert von 6,6 etwa doppelt so groß wie eine Berechnung nach Heft 525 DAfStb [DIN5] ergeben würde.

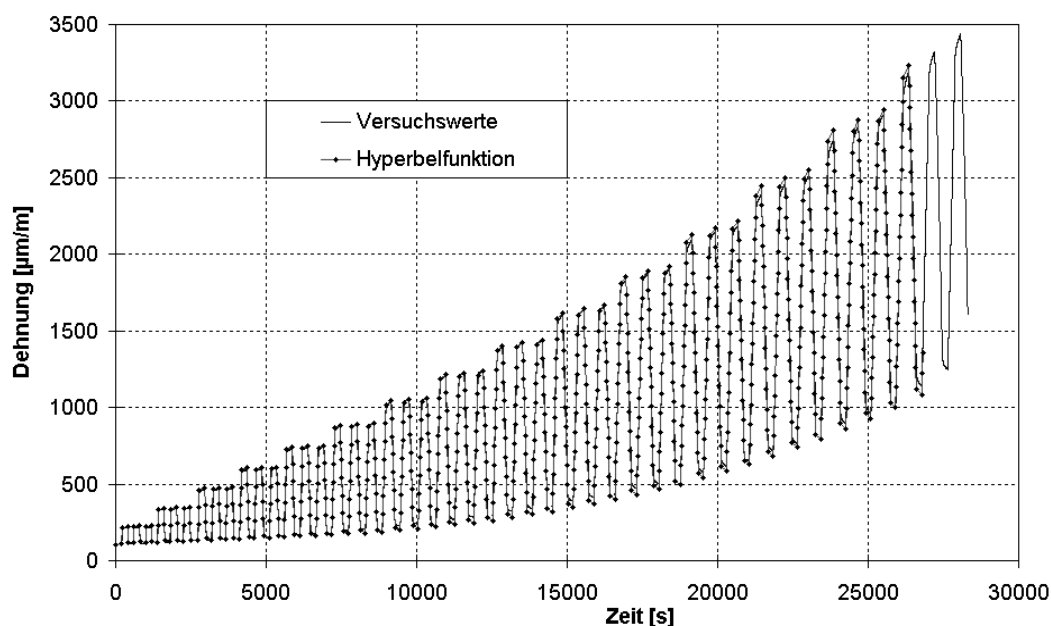


Abb. 4.7: Dehnungs-Zeit-Verlauf für nichtlineare Hyperbelfunktion, E-Modul variabel, Nichtlinearitätsfaktor nach MC 90 mit $\alpha_\sigma = 1,3$ (Probe Z-1)

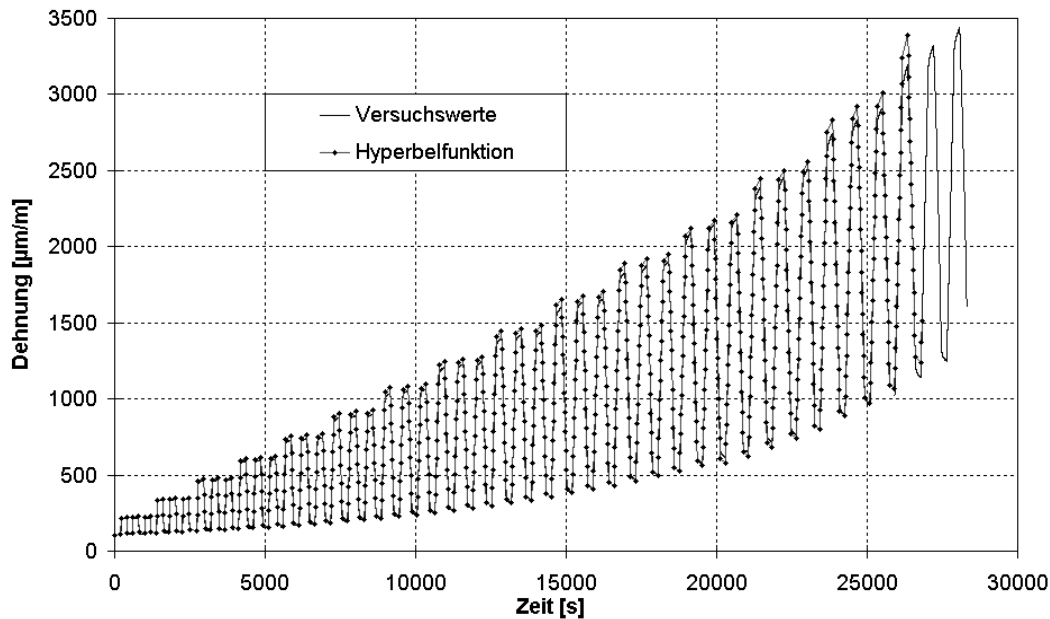


Abb. 4.8: Dehnungs-Zeit-Verlauf für nichtlineare Hyperbelfunktion, E-Modul variabel, Nichtlinearitätsfaktor nach *Bažant/Prasannan* (Probe Z-1)

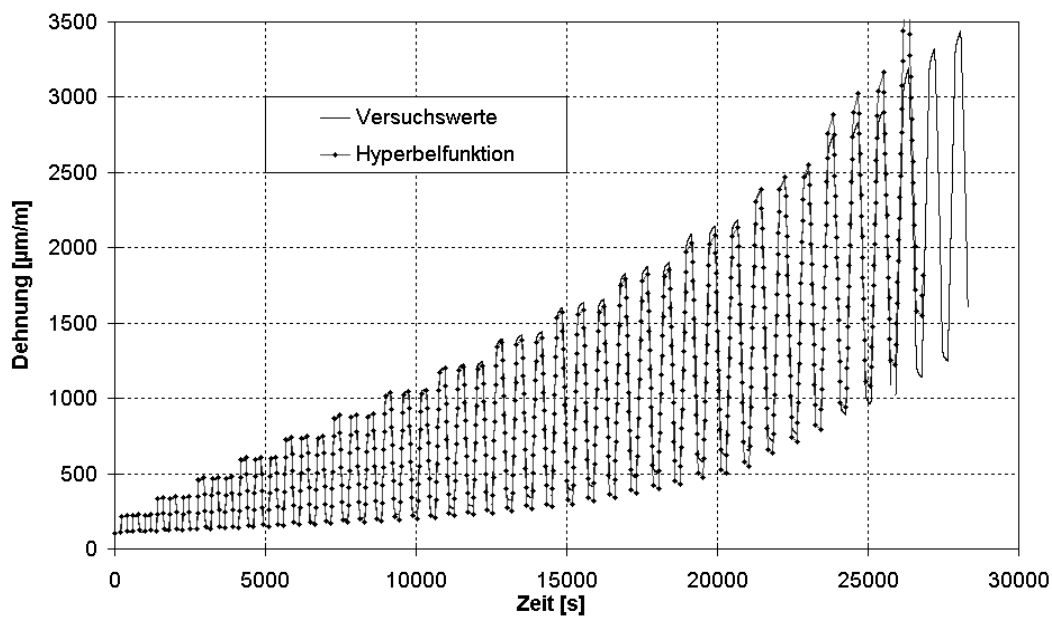


Abb. 4.9: Dehnungs-Zeit-Verlauf für nichtlineare Hyperbelfunktion, E-Modul variabel, Nichtlinearitätsfaktor nach *Bažant/Kim* (Probe Z-1)

4.1.4 Schlussfolgerungen

Liegen die Spannungen unter etwa 40 % der Druckfestigkeit unter niederzyklischer Belastung, sind nichtlineare Kriecheffekte vernachlässigbar. Voraussetzung ist jedoch, dass ein beanspruchungsabhängiger Elastizitätsmodul verwendet wird. Ergebnisse, die mit einem konstanten Wert des E-Moduls erzielt werden, zeigen eine unzureichende Übereinstimmung mit der Versuchsrealität.

Die Verwendung einer nichtlinearen spannungsabhängigen Kriechfunktion und einem nichtlinearen Betonmodell mit variablem Elastizitätsmodul ermöglicht eine zutreffende Abbildung der Versuchsergebnisse. Die Verformung setzt sich aus einem elastischen Anteil und einem

nichtlinearen Kriechanteil zusammen, welcher aus einem verzögert elastischen Anteil und einem Fließanteil besteht. Der elastische Anteil wird durch einen spannungsabhängigen Elastizitätsmodul bestimmt. Die Nichtlinearitätsfaktoren nach *Bazant/Prasannan* und nach Model Code 90 (modifiziert) führen zu einer wirklichkeitsnahen Abschätzung der Fließverformung. Diese Faktoren sind nur abhängig vom Spannungsniveau und nehmen bei Entlastung auf ein Niveau unterhalb der Proportionalitätsgrenze den Wert eins an. Die Kriecherholung folgt dann einem linearen Gesetz. Abbildung 4.10 zeigt einen Vergleich der verwendeten Nichtlinearitätsfaktoren in Abhängigkeit des Lastniveaus.

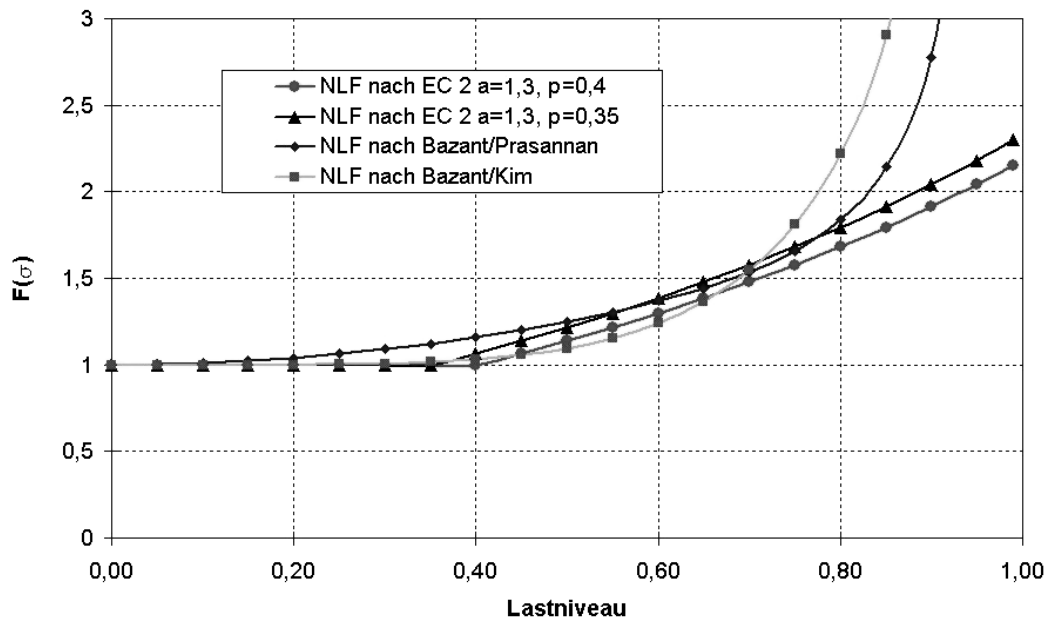


Abb. 4.10: Vergleich der Nichtlinearitätsfaktoren nach MC 90/EC 2 und *Bažant et al.*

Die $F(\sigma)$ -Werte für den Ansatz nach *Bažant/Kim* sind bis zu einem Lastniveau von etwa 65 % am geringsten. Die modifizierten Ansätze nach Model Code 90/EC 2 zeigen die niedrigsten Werte für hohe Belastungen. Sie erweisen sich am geeignetsten zur Abschätzung der Fließverformung der Versuchswerte. Aufgrund der kurzen Lasthaltezeiten kommt der Effekt der Dehnungsbeschleunigung, der sich infolge tertiären Kriechens einstellt, nur wenig zum tragen, was die Verwendung des Produktansatzes zur Beschreibung des Kurzzeit-Kriechens rechtfertigt. Der Überproportionalitätsfaktor beeinflusst die verzögert elastische Dehnung nur bei Spannungsimpulsen oberhalb der Proportionalitätsgrenze.

Nach den obigen Auswertungen ergibt sich für die Beschreibung des Dehnungsverlaufs bis zum Bruch mit dem modifizierten Nichtlinearitätsfaktor nach Model Code 90/EC 2 im Grunde kein eingeschränkter Gültigkeitsbereich des nichtlinearen Modells. Da der verwendete Nichtlinearitätsfaktor die verzögert elastische Dehnung nahezu unbeeinflusst lässt, ist davon auszugehen, dass sich das nichtlineare Kriechen maßgeblich in der Fließdehnung widerspiegelt. Diese Aussage wird auch von *Alda* [A11] getroffen, der von einem linearen Zusammenhang zwischen Spannung und verzögerter Elastizität ausgeht und nur dem Fließen einen nichtlinear von der Spannung abhängigen Kriechanteil zuweist.

In der Fachliteratur ist häufig ein „plastischer“ Verformungsanteil zu finden, der unabhängig von der Zeit ist und deshalb nicht dem Fließen zugerechnet wird. Da das Verformungsverhalten mit dem hier verwendeten Ansatz gut zu beschreiben ist, stellt sich die Frage, ob

dieser Anteil wirklich unabhängig von der Zeit ist oder ob er der Fließverformung zugerechnet werden muss. *Rüsch* [Ru2] weist darauf hin, dass ein Teil der Fließverformung bereits am ersten Tag nach Aufbringen einer Dauerlast entsteht und dass sich dieser Anteil deutlich von den restlichen Fließverformungen vor allem durch die Verformungsgeschwindigkeit unterscheidet. Er spricht dabei von einer raschen Anfangsverformung des Kriechens. Das Fehlen eines zeitunabhängigen plastischen Verformungsanteils in den Versuchen lässt darauf schließen, dass diese Verformungen dem Kriechen zuordnen werden können.

Das im Abschnitt 2.6 vorgestellte Modell ist deshalb geeignet, den Kriechverlauf infolge mehrfach wiederholter niederzyklischer Kurzzeitbelastung zu beschreiben. Zur Erfassung des nichtlinearen Kriechens hat sich die Verwendung des Ansatzes der Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1, welche mit einem Nichtlinearitätsfaktor verknüpft wird, als zweckmäßig erwiesen. Für die Beschreibung der Nichtlinearität können die im Model Code 90 (MC 90) bzw. EC 2 und die von *Bažant/Prasannan* und *Bažant/Kim* vorgeschlagenen Überproportionalitätsfaktoren in modifizierter Form Verwendung finden.

Die Anwendung des im MC 90 vorgeschlagenen Nichtlinearitätsfaktors

$$F(\sigma_c) = e^{\alpha_\sigma \cdot (k_\sigma - p)} \quad \text{mit } k_\sigma = |\sigma_c|/f_{cm}(t_0), \quad \alpha_\sigma = 1,5 \dots 0,5 \quad \text{und } p = 0,4 \quad [2.56]$$

ist auf einen Bereich von $0,4 < k_\sigma \leq 0,6$ beschränkt. Aufgrund der in Abhängigkeit des Betonalters und der Zusammensetzung zahlreichen möglichen Betoneigenschaften sollte der Gültigkeitsbereich dieser Beziehung bzw. das Spannungsniveau p , ab dem eine Nichtlinearität auftritt, offengehalten werden. Die Ermittlung des Spannungsniveaus auf Basis der mittleren Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Erstbelastung $f_{cm}(t_0)$ ist für die Auswertung von zyklischen Versuchen nicht geeignet, da sich theoretisch für jeden Lastzyklus eine gegenüber $f_c(t_0)$ reduzierte Druckfestigkeit $f_c(\tau)$ ergibt. Für Laststufen kurz vor dem Bruch kann sich damit ein Spannungsniveau größer eins einstellen. Es erscheint geeigneter, die untersuchte Spannung auf den beim Bruch der Probe herrschenden Spannungswert f_c^* bzw. $f_{c(m)}^*$ zu beziehen. Die vorgeschlagene modifizierte Beziehung für zyklische Beanspruchungen lautet:

$$F(\sigma_c) = e^{\alpha_\sigma \cdot (k_\sigma - p)} \quad \text{mit } k_\sigma = |\sigma_c|/f_{c(m)}^*, \quad \alpha_\sigma = 3,0 \dots 0,5 \quad \text{und } p = 0,4 \dots 0,1. \quad [4.1]$$

Die spannungsabhängigen Erhöhungsfunktionen der Kriechzahl nach *Bažant/Prasannan* bzw. *Bažant/Kim* erfordern formal keine Anpassung an die Versuchswerte. Die allgemeine Form

$$F(\sigma) = \frac{1 + a \cdot s^b}{1 - \Omega} \quad [4.2]$$

ermöglicht jedoch eine Modifikation der Freiwerte. Die Parameter a und b liegen für die Modelle nach *Bažant* et al. in den Grenzen:

$$a = 1 \dots 3$$

$$b = 2 \dots 5.$$

s stellt das aktuelle Spannungsniveau bezogen auf die Druckfestigkeit f_c^* bei zyklischer Belastung dar.

$$s = \sigma_c / f_{c(m)}^* \quad \text{und} \quad \Omega = s^c \quad \text{mit } c = 10 \quad [4.2.1]$$

Das Modell nach *Bažant/Kim* berücksichtigt das nichtlineare Kriechen ab einem Spannungsniveau von etwa $0,2 \cdot f_c^*$, das Modell nach *Bažant/Prasannan* erst ab etwa $0,4 \cdot f_c^*$. Für die Modelle nach *Bažant* lässt sich der Einfluss der Parameter a, b und c auf die Proportionalitätsgrenze nicht eindeutig ableiten. Dadurch ist es schwierig, beide Faktoren so zu modifizieren, dass ein den Versuchswerten entsprechendes Ergebnis erreicht wird.

4.2 Verifikation des Berechnungsmodells

Um die Tauglichkeit des in Abschnitt 2.6 erläuterten Vorhersageverfahrens sowohl für niederzyklisch kurzzeitbeanspruchten Normalbeton als auch für selbstverdichtenden hochfesten Beton (SVB) überprüfen zu können, werden die eigenen experimentellen Untersuchungen herangezogen. Damit wird gleichzeitig die Anwendbarkeit auf unterschiedliche Lastregime untersucht. Über die Probekörper wurde das tatsächliche Verhalten unter zyklischer Kurzzeitbelastung (Versuchsrealität) ermittelt. Mit den oben erläuterten Beziehungen werden im Anschluss unter Verwendung der versuchsseitig (tatsächlich) gefahrenen Zeiten und erreichten Druckspannungen die theoretischen Längsdehnungen berechnet und ihre Realitätsnähe durch den Vergleich mit den gemessenen Dehnungen überprüft. Den Berechnungen liegt ein nichtlineares Modell mit variablem E-Modul zugrunde. Es wird die Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 in Kombination mit einem Nichtlinearitätsfaktor verwendet. Die für die Berechnung verwendeten E-Moduln entsprechen für jede Probe den tatsächlichen, aus den Versuchswerten bestimmten Entlastungsmoduln nach Gleichung 3.9 (siehe Abschnitt 3.1.1.3). Sie werden für die Dehnungsberechnung nach jedem Lastzyklus neu bestimmt. Für die Berechnung wird das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft® Excel 2000 verwendet. Die ermittelten Freiwerte der nichtlinearen Kriechfunktionen werden für jeden Versuch zu Verfügung gestellt.

4.2.1 Numerische Untersuchungen der Versuche mit Normalbeton

Die lineare Kriechzahl $\varphi(t, \tau)$ wird mit der Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb Heft 525 [DIN5] berechnet (siehe Abschnitt 2.5.6) und mit einem Kriechzahlerhöhungsfaktor modifiziert. Allgemein wird für $\varphi(t, \tau)$ definiert:

$$\varphi(t, \tau) = \left(\frac{(t - \tau)}{a + (t - \tau)} \right)^b \cdot \varphi_\infty(\tau) = \left(\frac{(t - \tau)}{a + (t - \tau)} \right)^b \cdot c \cdot \frac{1}{d + \tau^e} \quad [4.3]$$

mit

$$a = \beta_H \quad \text{nach Gl. [2.51]}$$

Anstelle von f_{cm} wird hier mit der Bruchspannung f_{cm}^* gerechnet.

$$c = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}^*) = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,10 \cdot h_0^{1/3}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}^*} \right)^{0,7} \right) \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}^*} \right)^{0,2} \cdot \left(\frac{16,8}{(f_{cm}^*)^{1/2}} \right) \quad [4.3.1]$$

In [DIN5] sind die empirischen Parameter der Gl. [4.3] festgelegt. Diese werden hier beibehalten, um eine Vergleichbarkeit der einzelnen Kriechfunktionen für Normal- und SVB sowie der Ansätze zur Erfassung der Nichtlinearität zu gewährleisten. Eine Anpassung dieser Parameter an die Versuchswerte, evtl. über die Methode der kleinsten Fehlerquadrate, würde eine „Verfälschung“ der nichtlinearen Effekte mit sich bringen. Die verwendeten Parameter der linearen Kriechfunktion sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Tab. 4.1: Parameter der Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb Heft 525 für NB

Probe	Druckfestigkeit f_{cm}^* [N/mm ²]	Durchmesser d_m [mm]	a [-]	b [-]	c [-]	d [-]	e [-]
C01	52,5	150,5	318,224	0,3	3,47250	0,1	0,2
C02	52,5	150,8	318,451	0,3	3,47162	0,1	0,2
C03	52,5	150,8	318,451	0,3	3,47162	0,1	0,2
C04	52,5	150,7	318,375	0,3	3,47191	0,1	0,2
C05	52,5	150,5	318,224	0,3	3,47250	0,1	0,2
C06	52,5	150,8	318,451	0,3	3,47162	0,1	0,2
C07	52,5	150,8	318,451	0,3	3,47162	0,1	0,2
C08	52,5	150,1	317,920	0,3	3,47369	0,1	0,2
C09	52,5	150,8	318,451	0,3	3,47162	0,1	0,2

Für die Berechnung wurde die Belastungsfunktion entsprechend Abbildung 4.11 durch eine Anzahl von Spannungsimpulsen diskretisiert. Die Berechnung erfolgt zu vorher gewählten Zeitpunkten, die in jedem Fall mindestens den Start- bzw. Endzeitpunkten der Be- und Entlastung entsprechen (Verfahren 2, EP). Darüber hinaus können während der Laständerungsphasen Zwischenpunkte bestimmt werden (Verfahren 1). Diese Zeitabschnitte betragen jeweils etwa 3,5 bis max. 62 s. Während der Lasthalte- und Entlastungsphasen werden keine Zwischenpunkte modelliert, da dies zu einem erhöhten Berechnungsaufwand führt, ohne damit das Gesamtergebnis erkennbar zu verbessern.

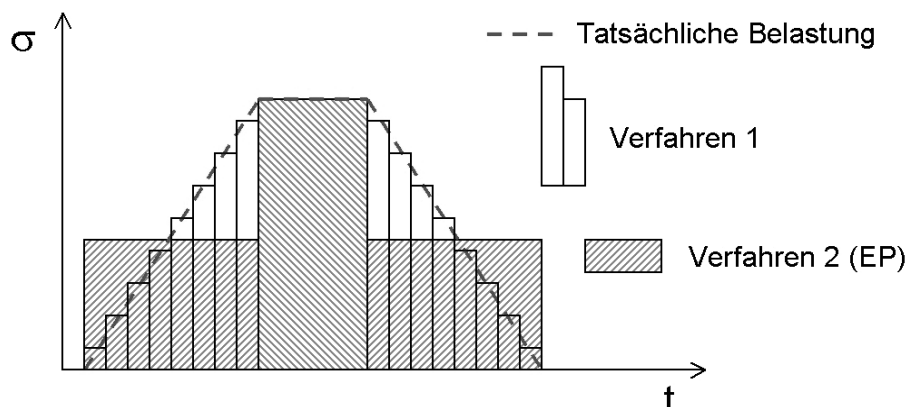


Abb. 4.11: Möglichkeiten der Diskretisierung der Belastungs-Zeit-Funktion als Impulse

Zur Beschreibung der Nichtlinearität werden sowohl die modifizierten Beziehungen nach Model Code 90/EC 2 als auch nach *Bažant* et al. (allgemeine Form) untersucht. Aus Vergleichsrechnungen ergibt sich, dass mit den Freiwerten nach *Bažant/Kim* sowie den Werten nach *Bažant/Prasannan*, trotz der Verwendung eines variablen (reduzierten) Elastizitätsmoduls, die Dehnungen für den untersuchten Normalbeton ab einem Beanspruchungsniveau von etwa 20 bis 30 % sehr stark unterschätzt werden. Eine Zusammenstellung der zur Nachbeschreibung des Längsdehnungs-Zeitverlaufs der Versuche mit Normalbeton (NB) ermittelten Freiwerte sind für beide Nichtlinearitätsfaktoren in den Tabellen 4.2 und 4.3 angegeben.

Tab. 4.2: Nichtlinearitätsfaktoren des NB (Modell MODEL CODE 90/EC 2)

Probe (Alter t_0 [d])	E-Modul $E_c^{(0)}$ [kN/cm ²]	α_σ [-]	p [-]
C01 (274)	3101	1,1	0,1
C01-EP (274)	3101	0,9	0,1
C02 (276)	3360	1,2	0,1
C02-EP (276)	3360	1,0	0,1
C03 (281)	3123	1,1	0,1
C03-EP (281)	3123	0,9	0,1
C04 (289)	3589	1,7	0,1
C04-EP (289)	3589	1,6	0,1
C05 (290)	3439	1,5	0,1
C06 (295)	3376	1,6	0,1
C07 (297)	3341	1,5	0,1
C08 (309)	3246	0,7	0,1
C09 (282)	~3438 (cal.)	2,7	0,2

Tab. 4.3: Nichtlinearitätsfaktoren des NB (Modell *Bažant* et al.)

Probe (Alter t_0 [d])	E-Modul $E_c^{(0)}$ [kN/cm ²]	a [-]	b [-]	c [-]
C01 (274)	3101	1,8	1,5	10
C01-EP (274)	3101	1,7	2,0	10
C02 (276)	3360	2,0	1,5	10
C02-EP (276)	3360	1,9	2,0	10
C03 (281)	3123	1,7	1,5	10
C03-EP (281)	3123	1,8	2,0	10
C04 (289)	3589	2,1	1,0	10
C04-EP (289)	3589	2,0	1,0	10
C05 (290)	3439	1,8	1,0	10
C06 (295)	3376	2,0	1,0	10
C07 (297)	3341	1,9	1,0	10
C08 (309)	3246	1,3	2,0	10
C09 (282)	~3438 (cal.)	7,1	2,5	10

Die Beziehung nach *Bažant* et al. zeigt aufgrund ihrer Formulierung keinen unmittelbar sichtbaren Zusammenhang zwischen den Freiwerten a, b, c und der Proportionalitätsgrenze. Diesen Vorteil bietet allerdings das Modell nach Model Code 90/EC2. Die beiden verfügbaren „Stellschrauben“ α_σ und p sind sofort verständlich zu interpretieren. Der Faktor α_σ „hebt“ mit steigendem Betrag die Dehnungsfunktion an, gleichzeitig werden die Absolutwerte der berechneten Dehnungen etwas reduziert bzw. „gestaucht“. Der Faktor p gibt den

Prozentsatz der Druckfestigkeit an, ab dem das nichtlineare Kriechen berücksichtigt werden soll. Der *Bažant*-Ansatz funktioniert mittels der Freiwerte a , b und c im Wesentlichen ähnlich, nur ist der Model Code-Ansatz einfacher zu handhaben, da er nur zwei derartige Eingangswerte benötigt.

Die im Anhang A2 dargestellten Diagramme zeigen den Vergleich zwischen den gemessenen Längsdehnungen (Versuchsrealität) und den berechneten Dehnungen unter Verwendung des hier vorgestellten nichtlinearen Kriechmodells mit den Parametern nach den Tabellen 4.1 bis 4.3. Zunächst wird für die Proben C01 bis C04 eine Diskretisierung an den „Eckpunkten“ (EP) der Belastungsfunktion vorgenommen, d.h. es werden bei der Berechnung während der Be- und Entlastungsphasen sowie der Standzeiten keine Zwischenpunkte eingefügt. Einerseits macht der große Umfang der Versuchsdaten dieses Vorgehen notwendig, andererseits kann damit der Einfluss der Modellierung der Belastungsfunktion auf die Ergebnisse des Kriechmodells erfasst werden. Exemplarisch hierfür ist der Verlauf für die Probe C03 in Abbildung 4.12 dargestellt.

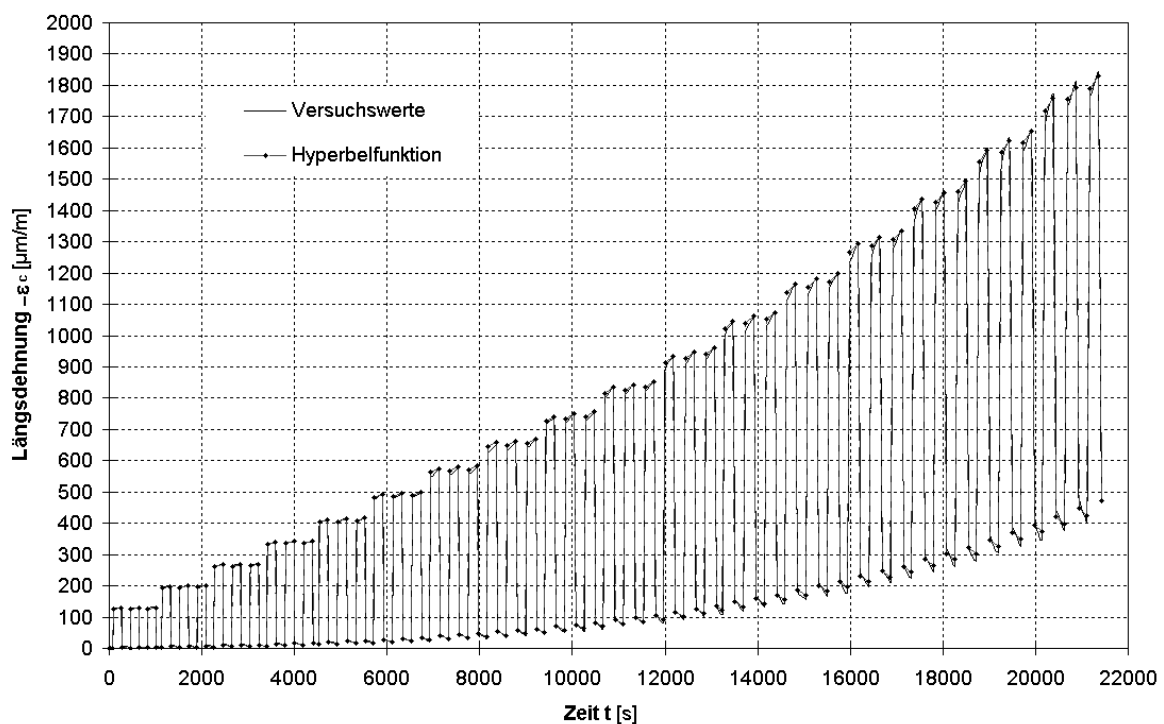


Abb. 4.12: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C03, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung an „Eckpunkten“, Verfahren 2 (EP)

Um den Einfluss einer anderen Diskretisierung der Spannungen auf das Ergebnis der Berechnungen zu untersuchen, wird die Belastungsfunktion wie oben beschrieben innerhalb der Be- und Entlastungsphasen feiner diskretisiert. Das Ergebnis für Probe C03 ist in Abbildung 4.13 dargestellt.

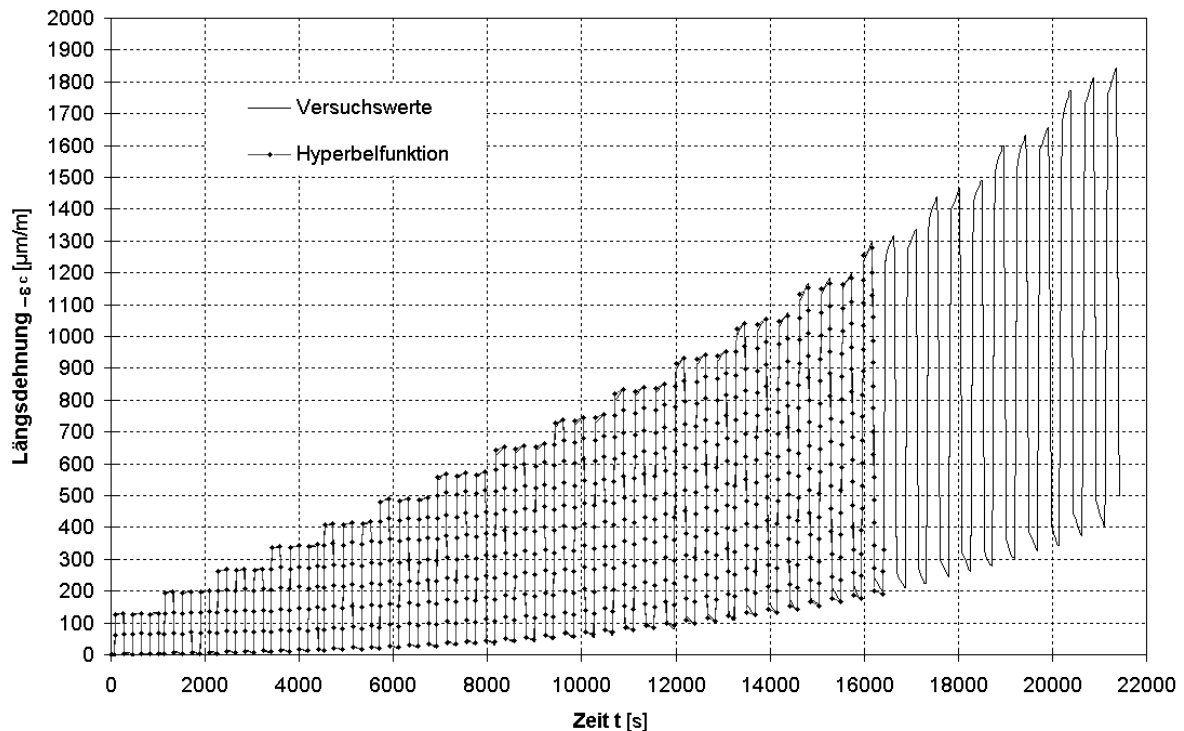


Abb. 4.13: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C03, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung mit Zwischenpunkten (Verfahren 1)

Bei dieser Auswertung ergibt sich, dass die berechneten Dehnungen unter Verwendung der gleichen Parameter für den Nichtlinearitätsindex etwas unterschätzt werden. Dieses Verhalten begründet sich mit dem größeren Spannungsbereich, der bei der EP-Auswertung mit ein und demselben Nichtlinearitätsfaktor beaufschlagt wird. Somit stellt sich erwartungsgemäß für beide verwendeten Nichtlinearitätsfaktoren eine geringfügige Abhängigkeit von der Art der Diskretisierung heraus. Diese ist jedoch für den Index nach MC 90/EC 2 unwesentlich, da sie innerhalb der üblichen Genauigkeitsgrenzen für eine Vorhersage der Verformungen bei Konstruktionsbeton liegt. Beim Index nach *Bažant* et al. sind, besonders beim Parameter b , prozentual größere Abweichungen festzustellen, was auf eine geringere „Sensibilität“ dieser Eingangsgröße auf das Ergebnis schließen lässt. Außerdem sind bei diesem Modell zwei Eingangsparameter nötig, wohingegen der Model Code-Ansatz im Wesentlichen mit einer „Stellschraube“ auskommt. Darüber hinaus kann beim hier verwendeten Kriechmodell neben der Abhängigkeit vom Belastungsregime – darauf wird im Weiteren noch eingegangen – auch eine Abhängigkeit der Nichtlinearitätsfaktoren vom anfänglichen E-Modul $E_c^{(0)}$ vermutet werden (siehe Tabellen 4.2 und 4.3). Bei einem größeren Elastizitätsmodul nimmt auch der Wert des Faktors α_σ bzw. a zu. Dabei ist wieder die geringere Sensibilität des Ansatzes nach *Bažant* et al. festzustellen.

Da bei den Versuchen eine mittlere Druckfestigkeit f_{cm}^* der Proben ermittelt wurde, lassen sich keine Vergleiche über die Abhängigkeit der Kriechzahlerhöhungsfaktoren von der Druckfestigkeit der einzelnen Probekörper vornehmen. Aufgrund des Alters der Proben von mehr als 274 Tagen ist ein Unterschied der einzelnen Druckfestigkeiten nur innerhalb der üblichen Streuungen zu erwarten.

Im Allgemeinen kann unter Verwendung des vorgestellten nichtlinearen Kriechmodells eine hinreichende Beschreibung der durch unterschiedliche Lastregime gekennzeichneten

Versuche zum zyklischen Verformungsverhalten von Normalbeton erreicht werden. Die erzielten Ergebnisse unterscheiden sich für beide untersuchten Nichtlinearitätsfaktoren im Allgemeinen kaum, wie aus Anhang A2 ersichtlich ist. Bei der Abbildung der Versuche C05 bis C07 sind bei der Erfassung der Verformungen bei Entlastung geringfügige Vorteile des *Bažant*-Ansatzes zu erkennen. Der Ansatz nach MC 90/EC 2 neigt in diesen Fällen im Bereich von etwa 20 bis 50 % der Druckfestigkeit f_{cm}^* zur geringfügigen Überschätzung der elastischen Rückverformung bei Entlastung (siehe Anhang A2, Bilder A2.17 bis A2.22). Die Ergebnisse für die Probe C02 sind für beide Varianten im genannten Bereich etwas weniger zutreffend. Dies kann u.a. mit der im Vergleich zu den anderen nicht vorbelasteten Proben überdurchschnittlich hohen Steifigkeitsabnahme begründet werden (siehe Abbildung 3.16). Wesentlich für die Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit der Versuchsrealität ist, dass hier eine niedrige Grenze für die Nichtlinearität des Betons (geringer Schwellenwert) von etwa 10 % bezogen auf f_c^* angesetzt wird. Vergleichsrechnungen mit höheren Schwellen liefern auch bei Variation der übrigen Freiwerte schlechtere Übereinstimmungen. Als Sonderfall soll hier noch die in Abbildung 4.14 dargestellte Dehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C04, die ohne Standzeiten gefahren wurde, herausgestellt werden. Auch hier liefern beide Varianten der Diskretisierung zutreffende Ergebnisse.

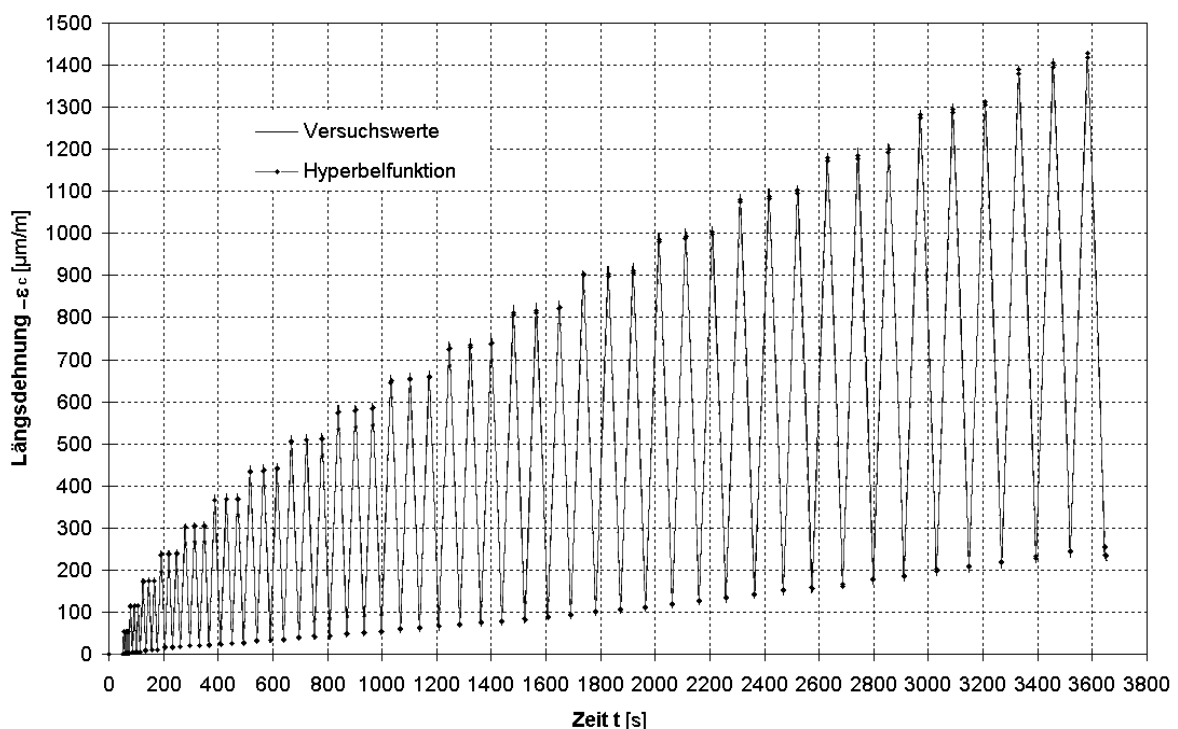


Abb. 4.14: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C04, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

Bei diesem Versuch wird zudem die Abhängigkeit der Nichtlinearitätsfaktoren vom gewählten Belastungsregime deutlich. Die Regime der Proben C01 bis C04 unterscheiden sich nur darin, dass bei C04 keine Standzeiten vorhanden sind und dass C01 und C03 eine Vorbelastung erhalten. Trotzdem weichen die Nichtlinearitätsfaktoren von C04 stark von denen der anderen drei Zylinder ab. Die Vorbelastung hat dagegen nur einen sehr geringen Einfluss. Ihr Anteil wird bereits durch den verringerten E-Modul $E_c^{(0)}$ beschrieben. Bei den Proben C05, C06 und C07 wird die Belastungsgeschwindigkeit deutlich variiert und

gleichzeitig die Größe der Laststufendifferenz verdoppelt. Obwohl die Belastungsgeschwindigkeit für jeden der drei Zylinder unterschiedlich ist, hat dies nahezu keinen Einfluss auf den Wert des Nichtlinearitätsfaktors. Der Einfluss der Verdopplung der Laststufendifferenz ist wesentlich größer, da sich die Werte der Faktoren für die Zylinder C05, C06 und C07 untereinander kaum unterscheiden, allerdings deutlich höher sind als die Faktoren α_σ bzw. a bei den Probekörpern mit der geringeren Laststufendifferenz.

Als Sonderfall einer vorbelasteten Probe ist der Versuch C08 zu betrachten. Dieser Probekörper wird im Vergleich zu C01 und C03 neben der kurzzeitigen Vorbelastung mit einer einstündigen Dauerlast beansprucht. Anschließend wird auch die Differenz der aufgebrachten Belastung nochmals erhöht. Daraus begründen sich mit obigen Überlegungen die Unterschiede in den Freiwerten der Nichtlinearitätsfaktoren. Das Ergebnis der Nachrechnung des gesamten Versuches mit einem globalen Ansatz für die Nichtlinearität des Kriechens ist in Abbildung 4.15 für das Modell nach MC 90 dargestellt. Im Bereich der Dauerlast werden die Kriechdehnungen sowohl für die Standzeit als auch für die Entlastung mit dem globalen Nichtlinearitätsindex unterschätzt. Trotzdem liefert das Modell auch für die auf 10 erhöhte Zyklenanzahl zutreffende Ergebnisse. Eine Verbesserung der Ergebnisse im Bereich der Vorbelastung bzw. der Dauerlast könnte noch dadurch erreicht werden, indem die Phase der Vorbelastung getrennt von der nachfolgenden Belastung mit veränderten Nichtlinearitätsfaktoren modelliert wird. Darauf wird im nächsten Abschnitt im Zusammenhang mit den Untersuchungen der Proben aus selbstverdichtendem Beton näher eingegangen.

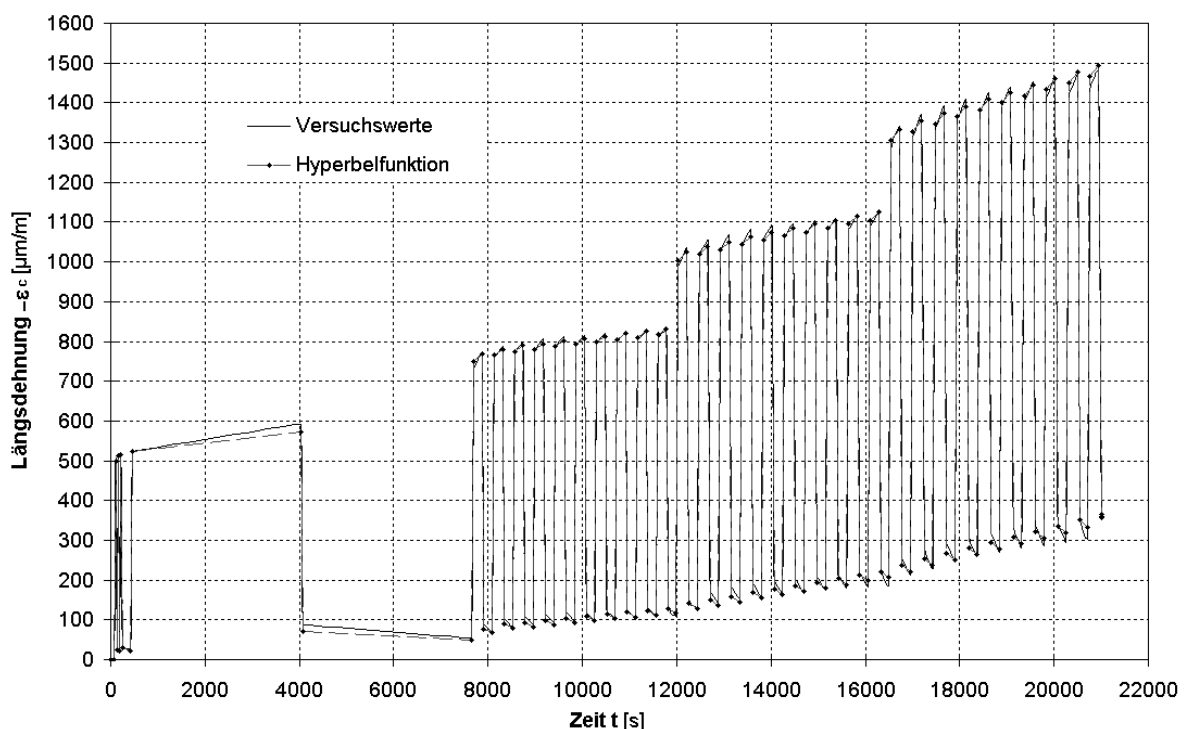


Abb. 4.15: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C08, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

Ebenfalls soll an dieser Stelle noch die Probe C09 als weiterer Sonderfall mit Stufenbelastung betrachtet werden. Die Schwierigkeit bei der Modellierung dieses Versuchs besteht darin, eine zutreffende Beschreibung der Steifigkeitsdegradation zu verwenden, da der

Versuch ohne zwischenzeitliche Entlastung gefahren wurde und somit der Verlauf des (reduzierten) Entlastungs-Moduls nicht direkt aus dem Versuch abgeleitet werden kann. Dabei bietet sich gleichzeitig zur Verifizierung die vorgestellte Beziehung zur Steifigkeitsdegradation in Abhängigkeit von der Belastungsintensität (ohne Zyklenabhängigkeit) entsprechend Gleichung [3.21] an. Die Bezugssteifigkeit kann mit dem aus dem Versuch ermittelten Wert des Sekantenmoduls bei Entlastung vom Spannungsniveau $\sigma_c/f_{cm}^* = 0,67$ gewählt werden. Damit wird $E_{c0,67}/E_{c0,4} = 0,91$ und

$$E_c \cong 1,15 \cdot e^{\left(-0,35 \cdot \frac{|\sigma_c|}{f_{cm}^*}\right)} \cdot E_{c0,67}/0,91 = 1,26 \cdot e^{\left(-0,35 \cdot \frac{|\sigma_c|}{f_{cm}^*}\right)} \cdot E_{c0,67}. \quad [4.4]$$

Mit Hilfe dieser Beziehung kann der beanspruchungsabhängige Elastizitätsmodul für jede Laststeigerung errechnet und in das vorgestellte Kriechmodell implementiert werden. Wie aus Abbildung 4.16 ersichtlich ist, konnte eine zutreffende Abbildung des Versuches erreicht werden.

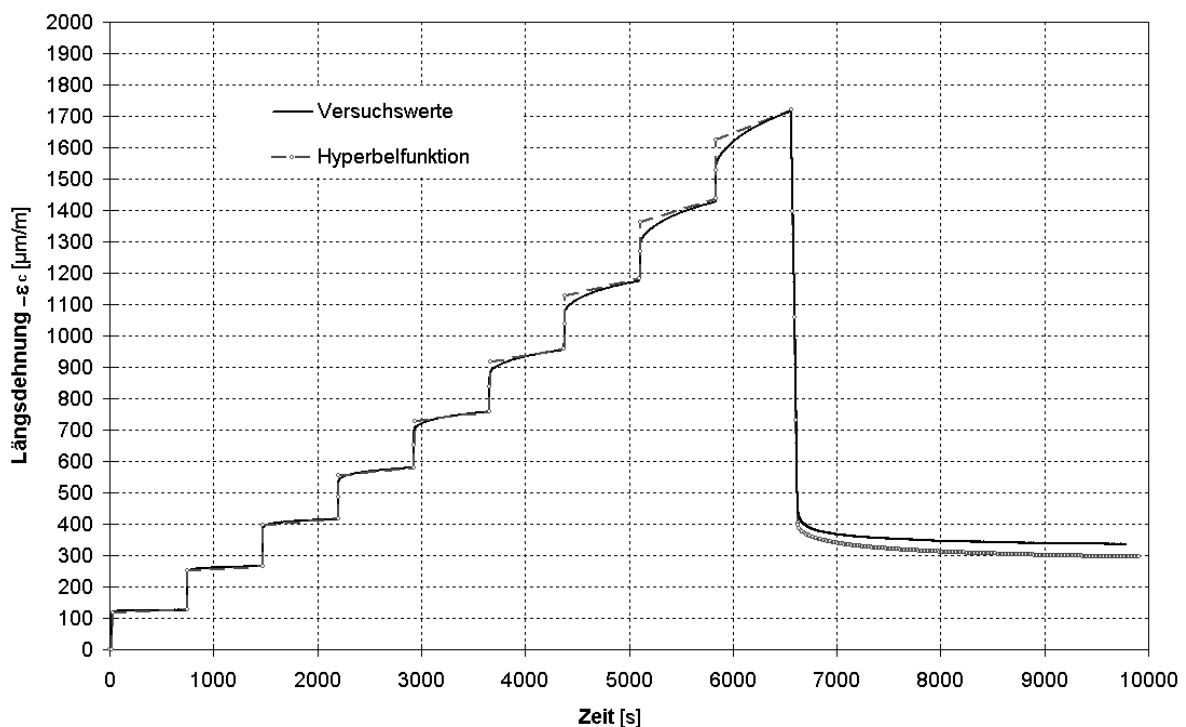


Abb. 4.16: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe C09, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung mit Zwischenpunkten (Verfahren 1)

Die veränderte Spannungsfunktion ohne zwischenzeitliche Entlastungsvorgänge bzw. Phasen der Kriecherholung führt bei der Beschreibung der Nichtlinearität zu deutlich veränderten Freiwerten. Die viskosen Verformungen sammeln sich gewissermaßen über die einzelnen Beanspruchungsniveaus hinweg an, d.h. sie werden akkumuliert. Beim Index nach Model Code 90 ist zu erkennen, dass das nichtlineare Verhalten erst bei einer Belastungsintensität von etwa $0,2 f_{cm}^*$ beginnt. Dies ist vermutlich mit dem etwas geringeren Schädigungsgrad infolge der „fehlenden“ Entlastungen und des sich damit durch den Mechanismus der Mikrorissbildung bedingten veränderten Zustandes der interkristallinen

Betonstruktur zu begründen. Darüber hinaus bedingt ein höherer Schwellenwert eine betragsmäßige Erhöhung der korrespondierenden Parameter des Nichtlinearitätsindex. Die Feststellung, dass ein Produktansatz die Dehnungen bei Entlastung leicht überschätzt, kann ebenfalls mit Abbildung 4.16 bestätigt werden. Die Spannungsbereiche, die in Abhängigkeit von der Art der Diskretisierung oberhalb der angesetzten Proportionalitätsgrenze liegen, werden bei der Nachrechnung der Dehnungen bei Entlastung ebenfalls mit einem Vervielfacher beaufschlagt. Dies würde dem unmittelbar reversiblen Anteil des Kriechens („Rückkriechen“) beim Entlastungsvorgang entsprechen. Aufgrund der veränderten Struktur tritt er nicht im gleichen Maße wie bei Belastung auf, bei der Berechnung aber wird er gleich behandelt.

4.2.2 Numerische Untersuchungen der Versuche an selbstverdichtendem Beton

Für die Auswertung der Versuche mit selbstverdichtendem hochfestem Beton (SVB) gelten die gleichen Modellannahmen für die lineare Kriechfunktion und die Beschreibung der Nichtlinearität wie bei der Untersuchung des Normalbetons (NB) im Abschnitt 4.2.1. Die verwendeten Parameter der linearen Kriechfunktion nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb Heft 525 sind in Tabelle 4.4 zusammengefasst.

Tab. 4.4: Parameter der Hyperbelfunktion nach DIN 1045-1 bzw. DAfStb Heft 525 für SVB

Probe	Druckfestigkeit $f_{c(m)}$	Durchmesser d_m	a	b	c	d	e
01-07	62,4	103,5	265,744	0,3	3,08157	0,1	0,2
02-07	58,5	103,3	271,733	0,3	3,28221	0,1	0,2
01-14	67,3	102,9	258,344	0,3	2,86678	0,1	0,2
02-14	71,1	103,2	253,688	0,3	2,71885	0,1	0,2
01-28	71	103,3	253,887	0,3	2,72219	0,1	0,2
02-28	66,9	103,2	259,110	0,3	2,88222	0,1	0,2
03-28	62,8	103,2	264,919	0,3	3,06368	0,1	0,2
01-70	71	103,3	253,887	0,3	2,72219	0,1	0,2
02-70	73,4	101,6	249,704	0,3	2,64254	0,1	0,2
03-70	73	101,9	250,404	0,3	2,65539	0,1	0,2
01-91	(72,5)	103,2	251,986	0,3	2,66876	0,1	0,2
02-91	(72,5)	102,2	251,228	0,3	2,67189	0,1	0,2
03-91	(72,5)	101,7	250,848	0,3	2,67347	0,1	0,2

Die Belastungsfunktion entspricht einer Impulsfunktion nach Modell 1 in Abbildung 4.11. Die Zeitabschnitte betragen jeweils etwa 3,5 und 7 s. Damit wird eine weitgehende Unabhängigkeit der Parameter der Überproportionalitätsfaktoren von der Modellierung der Spannungsgeschichte erreicht. Im Vergleich dazu wird der Versuch Cyl. 01-28 noch nach dem EP-Verfahren und Cyl. 03-70 mit nur einem Zwischenpunkt (ZP) diskretisiert. Während der Lasthaltezeiten werden außer bei der Probe Cyl. 03-91_VB keine Zwischenpunkte modelliert.

Zur Beschreibung der Nichtlinearität werden wieder die modifizierten Beziehungen nach Model Code 90/EC 2 als auch nach *Bažant* et al. (allgemeine Form) untersucht. In Vergleichsrechnungen zeigt sich, dass für den hochfesten Beton mit den Freiwerten nach *Bažant/Kim* ($a = 3,0$ und $b = 5,0$) die Dehnungen für den jungen Beton (bis 14 Tage) in höheren Beanspruchungsniveaus überschätzt werden. Für den 28 Tage alten Beton werden zutreffende Ergebnisse erreicht. Allerdings werden auch die Dehnungen in Bereichen mittleren Beanspruchungsniveaus geringfügig unterschätzt. Je weiter das Betonalter von diesem Wert abweicht, umso mehr weichen auch die berechneten Dehnungen von den gemessenen Dehnungen ab. Die Freiwerte für den Nichtlinearitätsindex nach *Bažant/Prasannan* ($a = 1,0$ und $b = 2,0$) liefern für alle Altersstufen des SVB von der Tendenz her zutreffendere Ergebnisse. Eine Zusammenstellung der zur Nachbeschreibung des Längsdehnungs-Zeitverlaufs der Versuche mit hochfestem selbstverdichtendem Beton (SVB) ermittelten Freiwerte sind für beide Nichtlinearitätsfaktoren in den Tabellen 4.5 und 4.6 angegeben.

Tab. 4.5: Nichtlinearitätsfaktoren des SVB (Modell MODEL CODE 90/EC 2)

Probe (Nummer-Alter t_0 [d])	E-Modul $E_c^{(0)}$ [kN/cm ²]	Druckfestigkeit $f_{c(m)}$ [kN/cm ²]	α_σ [-]	p [-]
Cyl. 01-07	4242	6,24	0,6	0,1
Cyl. 02-07	4262	5,85	0,6	0,1
Cyl. 01-14	4523	6,73	0,6	0,1
Cyl. 02-14	4395	7,11	0,7	0,1
Cyl. 01-28	4265	7,10	0,6	0,1
Cyl. 02-28	4123	6,69	0,6	0,1
Cyl. 03-28	4213	6,28	0,6	0,1
Cyl. 01-28 (EP)	4265	7,10	0,5	0,1
Cyl. 01-70	4329	7,10	0,6	0,1
Cyl. 02-70	4141	7,34	0,8	0,1
Cyl. 03-70	4423	7,30	0,7	0,1
Cyl. 03-70 (ZP)	4423	7,30	0,6	0,1
Cyl. 01-91	4249	(7,25)	1,0	0,1
Cyl. 02-91	4260	(7,25)	0,7	0,1
Cyl. 03-91_VB	4173	(7,25)	1,0	0,1
Cyl. 03-91 (VB)	4029	(7,25)	0,9	0,3

Tab. 4.6: Nichtlinearitätsfaktoren des SVB (Modell *Bažant* et al.)

Probe (Nummer- Alter t_0 [d])	E-Modul $E_c^{(0)}$ [kN/cm ²]	Druckfestigkeit $f_{c(m)}^*$ [kN/cm ²]	a [-]	b [-]	c [-]
Cyl. 01-07	4242	6,24	0,9	2,0	10
Cyl. 02-07	4262	5,85	0,9	2,0	10
Cyl. 01-14	4523	6,73	0,9	2,0	10
Cyl. 02-14	4395	7,11	0,9	1,6	10
Cyl. 01-28	4265	7,10	0,9	1,7	10
Cyl. 02-28	4123	6,69	0,9	1,7	10
Cyl. 03-28	4213	6,28	0,9	2,0	10
Cyl. 01-28 (EP)	4265	7,10	0,5	1,7	10
Cyl. 01-70	4329	7,10	0,8	1,5	10
Cyl. 02-70	4141	7,34	0,9	1,5	10
Cyl. 03-70	4423	7,30	0,9	1,5	10
Cyl. 03-70 (ZP)	4423	7,30	0,6	1,5	10
Cyl. 01-91	4249	(7,25)	1,2	1,5	10
Cyl. 02-91	4260	(7,25)	0,9	2,0	10
Cyl. 03-91_VB	4173	(7,25)	1,6	1,5	10
Cyl. 03-91 (VB)	4029	(7,25)	0,6	2,0	10

Neben des Einflusses des veränderten Lastregimes bei der 90-Tage Serie ist für die übrigen Proben eine leichte Abhängigkeit zwischen der Druckfestigkeit $f_{c(m)}^*$ und den Parametern α_σ bzw. b zu erkennen, welche aber noch näher untersucht werden müsste. Fest steht, dass die ermittelte Bruchspannung bzw. Druckfestigkeit eine integrale Größe für den mehr oder weniger geschädigten Zustand der Betonstruktur ist, wodurch das nichtlineare Verformungsverhalten beeinflusst wird.

Die im Anhang B2 dargestellten Diagramme zeigen den Vergleich zwischen den experimentell gewonnenen Längsdehnungen und den berechneten Dehnungen unter Verwendung des hier vorgestellten nichtlinearen Kriechmodells mit den Freiwerten nach den Tabellen 4.4 bis 4.6. Abhängig von der gewählten Diskretisierung ergeben sich geringfügige Unterschiede in den Parametern der Nichtlinearitätsfaktoren. Bei der Diskretisierung mit nur einem Zwischenpunkt bei Probe Cyl. 03-70 (ZP) ergibt sich für beide Faktoren die gleiche prozentuale Abweichung wie beim EP-Verfahren. Die „Performance“ beider Faktoren ist oberhalb etwa $\sigma/f_c^* \geq 0,85$ für die einzelnen Proben sehr unterschiedlich, d.h. das Verformungsverhalten ist ab diesem Niveau, insbesondere für die Proben jüngeren Alters, sehr stark individuellen strukturspezifischen Streuungen unterlegen. Die Nachrechnung der Versuche bzw. die Anpassung der Nichtlinearitätsfaktoren wird deshalb im Allgemeinen auf Belastungsintensitäten $\sigma/f_c^* \leq 0,85$ beschränkt. Eine darüber hinausgehende Anpassung an die Versuchswerte führt unter Umständen im Einzelfall zu veränderten Nichtlinearitätsfaktoren.

Exemplarisch für den untersuchten hochfesten selbstverdichtenden Beton ist in Abbildung 4.17 der zeitliche Verlauf der Längsdehnungen für die Probe Cyl 01-28 und die Performance für das Modell nach *Bažant* et al. dargestellt.

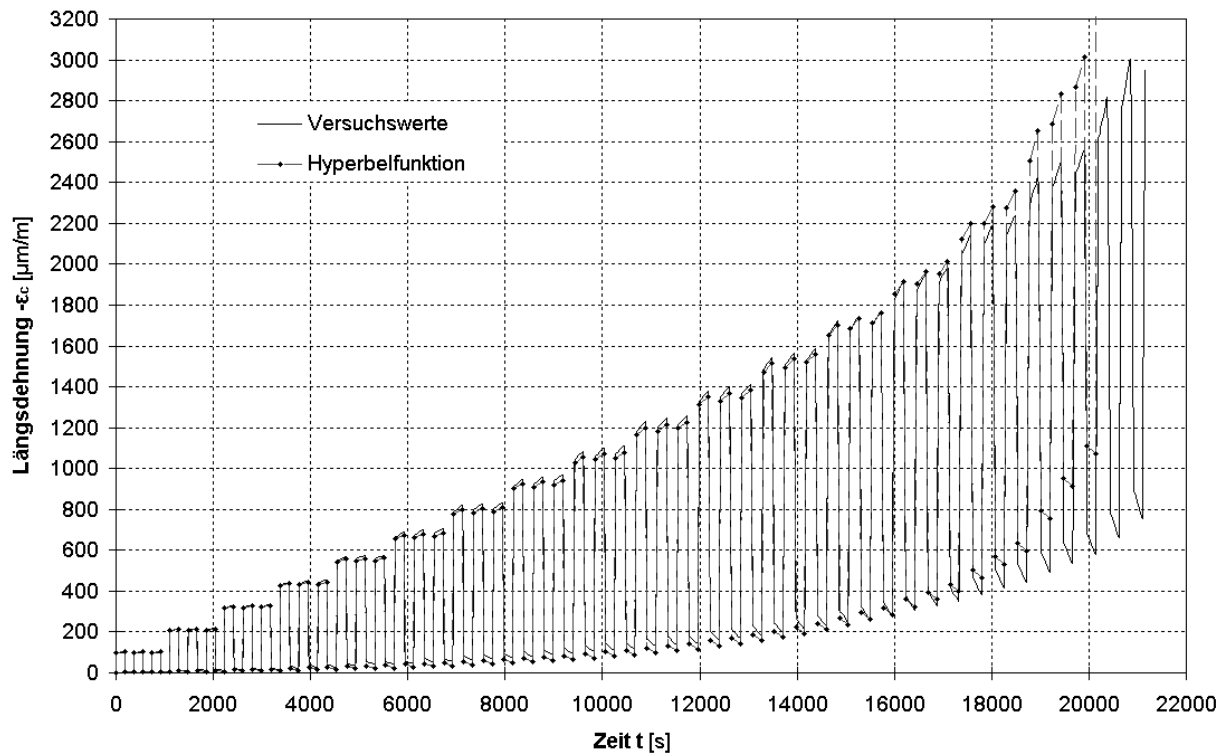


Abb. 4.17: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe Cyl 01-28, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell *Bažant* et al., Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

Hierbei zeigt sich, dass im Vergleich zum Normalbeton der Ansatz nach *Bažant* et al. für den SVB, insbesondere für höhere Belastungsintensitäten, weniger zutreffende Ergebnisse zu liefern scheint. Wird allerdings nur den Bereich bis etwa $\sigma/f_c^* \leq 0,75$ betrachtet, muss dies relativiert werden. Die bereits oben beschriebene leichte Unterschätzung der Dehnungen im mittleren Beanspruchungsbereich bleibt grundsätzlich erhalten. Der Ansatz nach Model Code 90 liefert unterhalb von Belastungsintensitäten $\sigma/f_c^* \leq 0,85$ nahezu mit den Versuchswerten identische Dehnungen (siehe Abbildung 4.18). Diese Aussage bestätigt sich für alle untersuchten Proben mit SVB unterschiedlichen Alters (siehe Anhang B2).

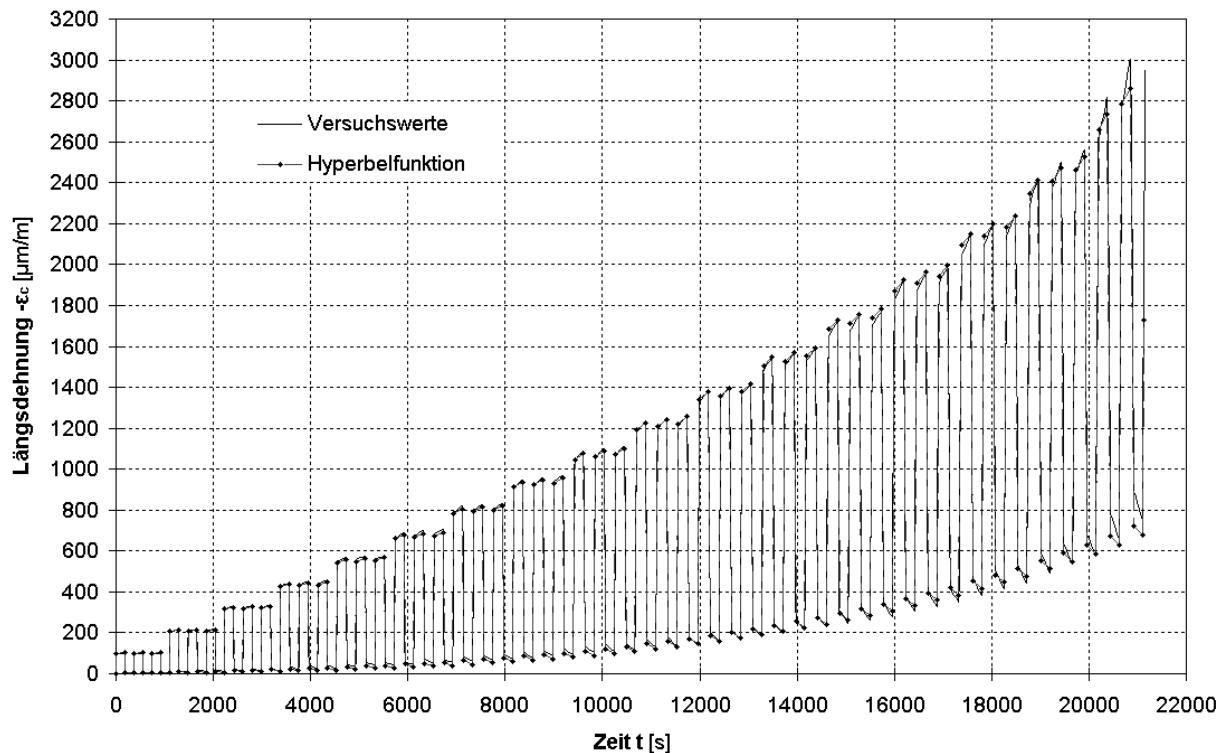


Abb. 4.18: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe Cyl 01-28, Nichtlinearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

Als Sonderfall soll hier die Probe Cyl 03-91 herausgestellt werden, welche entsprechend Abschnitt 3.3.2, Abbildung 3.38 bis zu einer Belastungsintensität von $\sigma/f_{cm}^* \leq 0,35$ vorbelastet wurde. Zur Beschreibung der Versuchsrealität wird eine getrennte Modellierung der Vorbelastung und der anschließenden Wiederbelastung vorgenommen. Die entsprechenden Parameter sind in den Tabellen 4.5 und 4.6 zusammengestellt. Besonders deutlich ist der Einfluss der Vorbelastung beim Parameter p des Nichtlinearitätsfaktors nach Model Code 90 zu erkennen, indem dieser bei Wiederbelastung (Cyl. 03-91 (VB)) ziemlich genau das Niveau der Vorbelastung als Proportionalitätsgrenze aufnimmt. Damit wäre zumindest im Einzelfall gezeigt, dass durch entsprechende Vorbelastung eine bezüglich des nichtlinearen Kriechens unterhalb der Grenze der Vorbelastung verminderte Kriechfähigkeit des Beton erreicht werden kann.

Darüber hinaus zeigt sich auch eine gewisse „Langzeittauglichkeit“ des verwendeten Modells, da der Versuch Cyl. 03-91 mit einer Dauer von insgesamt etwa 100 h nicht unbedingt in die Kategorie eines Kurzzeitversuchs einzuordnen ist. Damit wird die neben der Gültigkeit des Modells für die Berechnung kurzzeitiger Kriechverformungen, zumindest auch eine Eignung im fließenden Übergangsbereich zwischen Kurz- und Langzeitverformungen nachgewiesen. Im Allgemeinen ist bei der Vorhersage von Kriechverformungen die beanspruchungs- bzw. zyklusabhängige Degradation der Steifigkeit nicht bekannt. Dazu können für den SVB bei Annahme einer Belastungsfunktion näherungsweise die von der Druckfestigkeit f_{cm}^* abhängigen Beziehungen nach Gleichung [3.22] und Gleichung [3.23] verwendet werden. Die Gültigkeit dieser Beziehungen beschränkt sich allerdings auf den hier untersuchten Beton. Hochfeste Betone mit anderer Zusammensetzung bzw. Lagerung und Lastgeschichte können von diesem Verhalten abweichen.

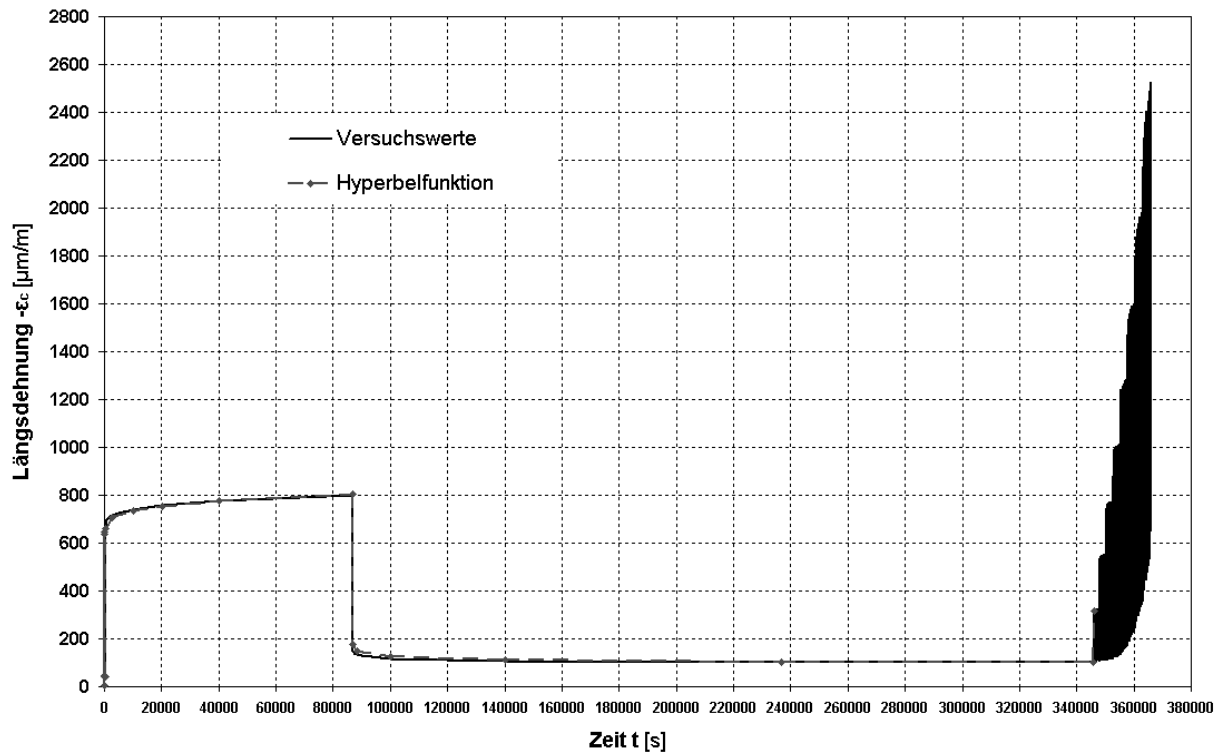


Abb. 4.19: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe Cyl. 03-91_VB (Vorbelastung), Nicht-linearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung mit Zwischenpunkten

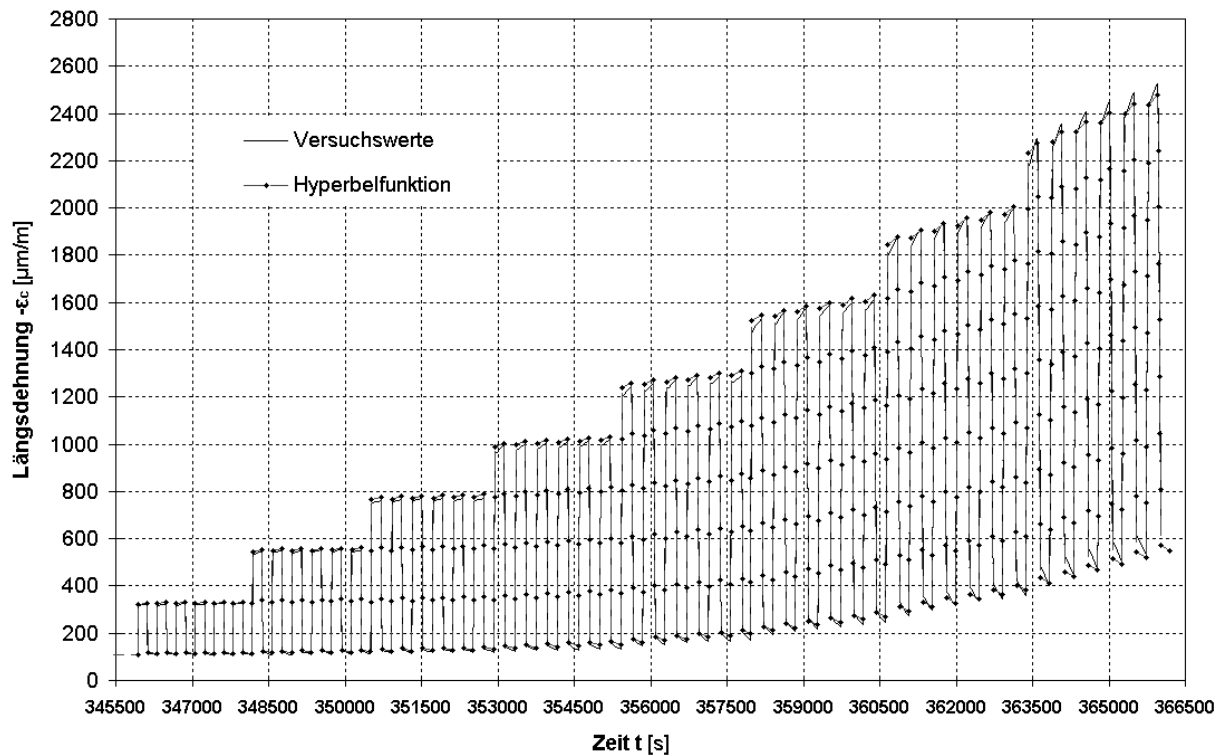


Abb. 4.20: Längsdehnungs-Zeit-Beziehung für Probe Cyl. 03-91 (Wiederbelastung), Nicht-linearitätsfaktor nach Modell MC 90/EC 2, Diskretisierung mit Zwischenpunkten (Modell 1)

Abschließend wird für den SVB noch ein Vergleich mit der Kurzzeit-Dehnungslinie nach Grasser (siehe Abschnitt 2.5.1) vorgenommen. Dafür wird die Beziehung für die bezogene Betonspannung nach Gleichung [2.16] in folgender Form modifiziert:

$$\left(\frac{-\sigma_c}{f_{c(m)}^*} \right) = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad [4.5]$$

mit

$$k = -1,0 \cdot E_{c0,4} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}^*}{f_{c(m)}^*} \quad \text{und} \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}^*}. \quad [4.5.1]$$

Dabei wird vom Entlastungs-Sekantenmodul $E_{c0,4}$ ausgegangen, der sich infolge zyklischer Belastung bis zu etwa $0,4 \cdot |\sigma_c/f_{c(m)}^*|$ ergibt. Er lässt sich direkt aus den Versuchswerten (Abbildung 3.44) bzw. Gleichung [3.22] berechnen. Für f_c wird die experimentell ermittelte zyklische Druckfestigkeit $f_{c(m)}^*$ eingesetzt. ε_{c1}^* ist der definierte Wert der Bruchdehnung ε_{c1} unter niederzyklischer Belastung.

Wie aus Abbildung 4.21 hervorgeht, wird mit dieser Formulierung des Kurzzeit-Stoffgesetzes eine zutreffende Beschreibung der umhüllenden Kurve der Versuche mit SVB erreicht. In Abbildung 4.21 sind exemplarisch die Berechnungen für jeweils eine Probe jeder Altersstufe dargestellt. Außer bei der Probe Cyl. 01-14 beträgt die definierte Bruchdehnung ε_{c1}^* konstant $-2770 \mu\text{m/m} \cong 2,8 \text{ ‰} (\cong 2,6 \text{ ‰ bei Probe Cyl. 01-14})$.

Somit lassen sich bei dieser einfachen Formulierung „latent“ neben den elastischen auch viskose Verformungen in der Arbeitslinie des Betons berücksichtigen. Voraussetzung dafür ist im Wesentlichen die Kenntnis der beanspruchungsabhängigen Degradation des E-Moduls (siehe Abschnitt 3.3.4.3). Die Bruchstauchung $\varepsilon_{c1}^{(*)}$ kann hinreichend genau abgeschätzt bzw. aus den Normen (z.B. DIN 1045-1, Tabelle 9) entnommen werden. Allgemein nimmt die Stauchung ε_{c1} mit Zunahme der Druckfestigkeit des Betons zu. Nach *Popovic* und *Meyer* kann der Mittelwert von ε_{c1} in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit f_c nach Gleichung [4.6] ermittelt werden [Koe].

$$\varepsilon_{c1(m)} = 1,66 \cdot (f_c/10 \text{ N/mm}^2)^{0,25} \quad [4.6]$$

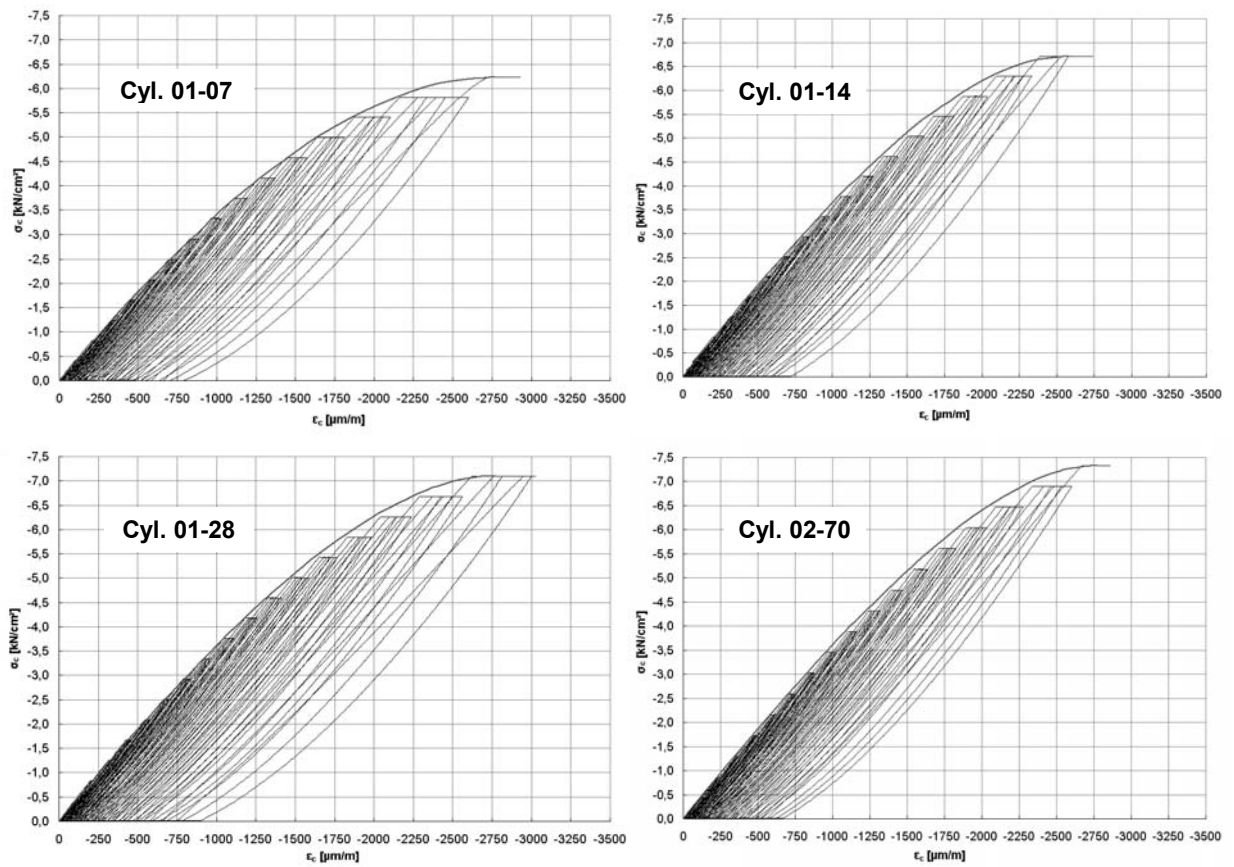


Abb. 4.21: Kurzzeit-Arbeitslinien des SVB unter niederzyklischer Beanspruchung

5 Zusammenfassung

Der nichtlineare Zusammenhang zwischen Verformung und äußerer Lastbeanspruchung wird bei Beton unter uniaxialem Druck durch die beanspruchungsabhängige Mikrorissbildung und interkristalline Gleitungen innerhalb des Mörtelgerüsts hervorgerufen. Diese Strukturveränderungen äußern sich in einer Degradation der Steifigkeit und der Veränderung der zeitabhängigen Formänderungseigenschaften.

Durch die Änderung der Porenstruktur, die Erhöhung der Dichte und die Homogenisierung der Steifigkeit von Zementstein und Zuschlägen ist eine Beeinflussung des Verformungs- und Degradationsverhaltens von hochfestem und selbstverdichtendem Beton im Vergleich zum Normalbeton zu erwarten. Mit der Auswertung eigener Versuchsreihen für Normalbeton (NB) und hochfesten selbstverdichtenden Beton (SVB) unterschiedlichen Belastungsalters werden vergleichende Betrachtungen zum Last-Verformungs- und Verformungs-Zeitverhalten infolge uniaxialer niederzyklischer Belastung vorgenommen. Lastunabhängige Verformungsanteile beispielsweise aus dem Schwinden werden in dieser Arbeit nicht untersucht.

Die Untersuchung der Formänderungen des Betons auf der Basis zyklischer Lastregime bietet gegenüber Formänderungsuntersuchungen mit ausschließlich monoton steigender Belastung den Vorteil, dass die auftretenden Strukturveränderungen nach jedem Lastwechsel erfasst werden können. Der Elastizitätsmodul (E-Modul) bei Entlastung ist ein geeigneter Indikator zur Erfassung der beanspruchungsabhängigen Degradation der Steifigkeit. Eine integrale Beschreibungsgröße für den Grad der Strukturveränderungen bzw. -schädigungen ist die Schädigungsenergie. Es kann ein Schädigungsindikator DI (Damage Index) abgeleitet werden, der sich aus der Summe der bis zum betrachteten Zeitpunkt dissipierten Strukturveränderungsenergie bezogen auf die maximale elastisch gespeicherte Energie ergibt. Durch diese Art der Normierung wird sowohl eine Unabhängigkeit vom versuchstechnisch gewählten Lastregime als auch eine von den Struktureigenschaften des Betons unabhängige Bewertung des aktuellen Schädigungsgrades erreicht. Der Vergleich der Ergebnisse beider Indikatoren ist für die untersuchten Betone (Normalbeton und SVB) in allgemeiner Form in Abbildung 5.1 gegenübergestellt. Es ergeben sich die nachfolgend dargelegten Zusammenhänge bzw. Unterschiede.

Die experimentell ermittelte Abnahme des bezogenen E-Moduls kann bei nicht vorbelastetem Normalbeton in Abhängigkeit von der Belastungsintensität näherungsweise durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden.

Für den untersuchten SVB lassen sich in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau bei der Degradation der Steifigkeit unabhängig vom Betonalter drei Stadien unterscheiden. Im Beanspruchungsbereich bis etwa 30 % der Druckfestigkeit unter niederzyklischer Belastung ($\sigma_d/f_c^* \leq 0,3$) ist zunächst eine nichtlineare Degradation des E-Moduls zu verzeichnen. Im anschließenden Stadium ist bis zu $\sigma_d/f_c^* \leq 0,7$ ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Abnahme des E-Moduls und dem Spannungsniveau festzustellen. Darüber hinaus wächst die Steifigkeitsdegradation mit steigender Beanspruchung überproportional an. Tendenziell weisen die Proben geringeren Alters in diesem Stadium einen stärker ausgeprägten überproportionalen Zusammenhang auf. Die Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Belastungsintensität kann für SVB bis zu $\sigma_d/f_c^* \leq 0,7$ mit einer Potenzfunktion angenähert werden.

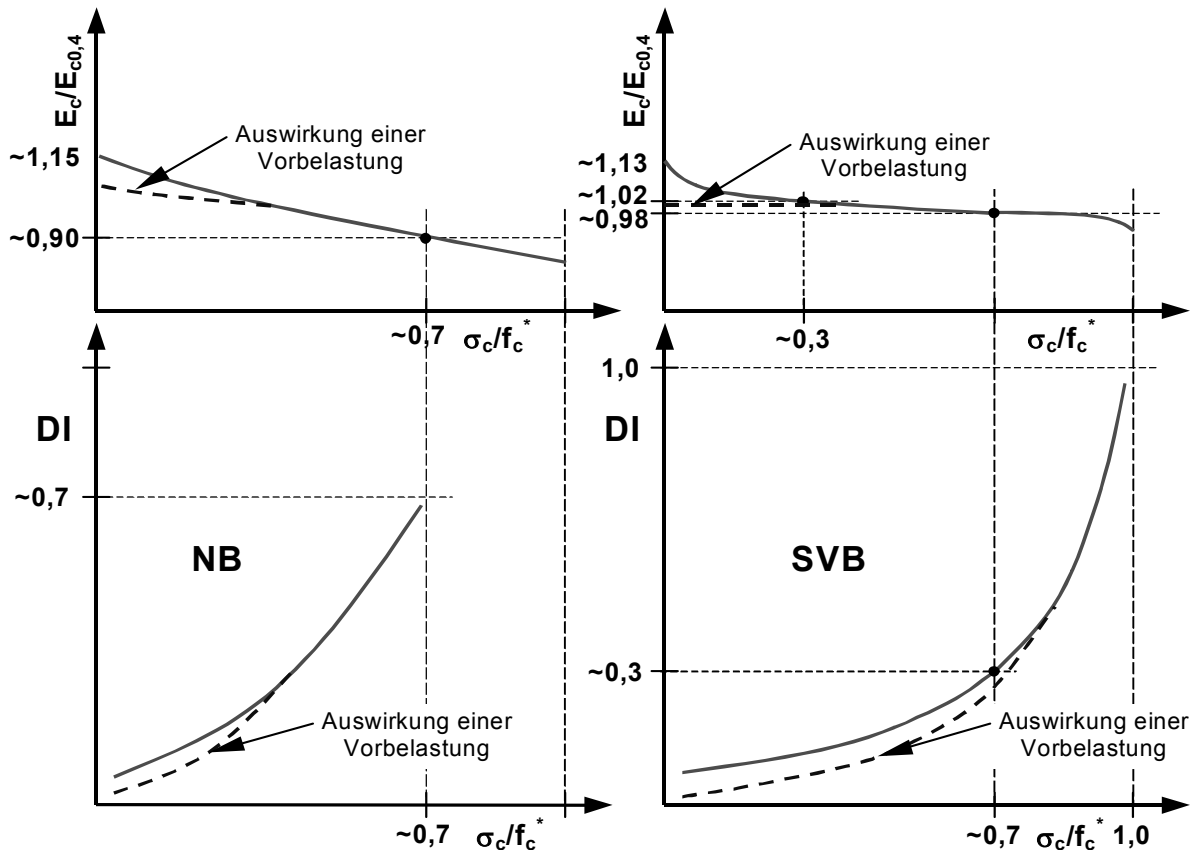


Abb. 5.1: Indikatoren für beanspruchungsabhängige Strukturveränderungen infolge niederzyklischer quasi-statischer Belastung im Vergleich (schematisch)

Der E-Modul ist nicht ausschließlich vom Beanspruchungsniveau, sondern auch von der Anzahl der Lastzyklen abhängig. Ab etwa 10 Lastzyklen auf gleichem Spannungsniveau stellt sich ein näherungsweise konstanter Wert der Steifigkeit ein. Diese Abhängigkeit kann im Bereich geringer Zyklenzahlen für Normal- und SVB mit einer Potenzfunktion angenähert werden. Der gleiche Grad der Steifigkeitsdegradation infolge zyklischer Beanspruchung kann entweder durch sukzessive Steigerung der Belastung mit einer geringeren Anzahl von Wiederholungen oder eine Belastung mit einer entsprechend höheren Anzahl von Lastzyklen auf gleichem maximalen Spannungsniveau erreicht werden.

Strukturschädigungen infolge zyklischer Beanspruchung sind in Bereichen geringer Belastungsintensität bei Normalbeton wesentlich stärker ausgeprägt als bei SVB. Oberhalb eines Beanspruchungsniveaus von etwa 70 % der Druckfestigkeit unter niederzyklischer Belastung nimmt beim SVB die Schädigung überproportional zu. Der Damage Index der einzelnen Proben unterliegt dabei starken Streuungen, die im Zusammenhang mit dem spezifischen Verformungsverhalten jeder einzelnen Probe stehen. Während die prozentuale Abnahme der Steifigkeit des Normalbetons bis zu $\sigma_c/f_c^* \leq 0,7$ etwa 22 % beträgt, verringert sich dieser Wert beim SVB auf etwa 13 %. Dies wird auch durch den DI-Wert indiziert, der innerhalb dieses Bereiches bei Normalbeton mit etwa 0,7 mehr als doppelt so groß ist als bei SVB.

Eine Vorbelastung wirkt sich sowohl auf den bezogenen E-Modul (Steifigkeitsindex) als auch auf den Schädigungsindikator DI aus. Die Auswirkungen der untersuchten Vorbelastungen sind ebenfalls in Abbildung 5.1 eingetragen. Somit ist ohne Vorinformationen bezüglich der

Last- bzw. Beanspruchungsgeschichte eine zutreffende Beschreibung des zu erwartenden Verformungs- und Degradationsverhaltens des Betons nicht zu erreichen.

Für den untersuchten Normalbeton als auch für den SVB wird ein nichtlinearer Verlauf der Kriechverformungsanteile der Lastzyklen in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau festgestellt. Aus dem Primärzyklus resultieren jeweils die größten Kriechverformungen. Diese sind beim untersuchten hochfesten selbstverdichtenden Beton pro Zeiteinheit geringer als die des normalfesten Betons. Prinzipiell kann jeder vorangegangene Zyklus als Vorbelastung angesehen werden. Wird erneut unterhalb eines bereits erduldeten Beanspruchungsniveaus belastet, stellen sich in gleicher Zeiteinheit geringere Kriechverformungen ein. Somit wird durch eine mehrfach wiederholte Belastung eine Abnahme der Kriechwilligkeit des Betons unterhalb dieser Vorbelastung bewirkt.

Für Normalbeton wurde im Bereich bis zu etwa 70 % der Druckfestigkeit unter niederzyklischer Belastung eine näherungsweise lineare Abhängigkeit der auf die kriecherzeugenden elastischen Verformungen bezogenen viskosen Verformungsanteile vom Belastungsniveau festgestellt. Beim SVB stellt sich bis zu einem Beanspruchungsniveau von etwa 50 % näherungsweise lineares Kriechen, d.h. ein in den Zyklen konstanter Wert der bezogenen Kriechverformungen ein. Darüber hinaus nimmt der Zuwachs der Kriechverformungen in den Zyklen überproportional mit der Belastungsintensität zu.

Zur Beschreibung des Kurzzeit-Verformungs- bzw. Degradationsverhaltens des Betons infolge quasi-statischer Lasteinwirkung wird von einem 3-Komponenten-Modell ausgegangen.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{cr,v-el}(t) + \varepsilon_{cr,v-pl}(t)$$

Die elastische Verformung $\varepsilon_{el}(t)$ tritt abhängig vom aktuellen Elastizitätsmodul $E_c(t)$ des Betons unmittelbar bei Belastung auf. Mit den Kriechanteilen $\varepsilon_{cr,v-el}(t)$ und $\varepsilon_{cr,v-pl}(t)$ werden die mittelbaren viskosen Verformungen infolge der mit dem Grad der Beanspruchung pro Zeiteinheit einhergehenden Strukturveränderungen erfasst. Die Kurzzeit-Kriechverformung besteht nach diesem Modell aus einem visko-elastischen und einem visko-plastischen Anteil. Eine konstante Belastung (Standzeit) ist aufgrund der viskosen Verformungseigenschaften von Beton für das Fortschreiten der Mikrorissbildung förderlich. Der Betrag der visko-elastischen Kriechverformung nimmt dabei mit der Anzahl der Zyklen zu und bleibt ab etwa dem 4. bis 6. Zyklus konstant. Die gleichzeitige Abnahme der Inkremente der gesamten Kriechverformung innerhalb der Nachfolgezyklen bewirkt einen Anstieg des Anteils der visko-elastischen Verformung. Ab etwa dem 4. bis 6. Lastzyklus auf gleichem Spannungsniveau ist nahezu die gesamte Kurzzeit-Kriechverformung reversibel. Das heißt, dass mit zunehmender Anzahl der Folgezyklen die visko-plastischen Verformungen gegen null tendieren. Für alle untersuchten Proben aus Normalbeton und SVB liegt der Anteil der visko-elastischen Kriechverformungen an der gesamten Kriechverformung ab dem 3. Lastzyklus bei durchschnittlich etwa 85 bis 95 %. Die in der Arbeit durchgeführten Versuche zeichnen sich durch das Fehlen von ausgeprägt zeitunabhängigen plastischen Verformungsanteilen aus. Das lässt darauf schließen, dass die allgemein als plastisch bezeichneten Verformungen dem Kriechen zugeordnet werden können.

Die nach jedem vollständigen Lastwechsel akkumulierten bleibenden Verformungsanteile werden vom Damage Index DI erfasst. Sie wachsen mit steigendem Belastungsgrad überproportional an. Deutlichen Einfluss haben die Standzeit unter kriecherzeugender Spannung sowie die Anzahl der Lastzyklen auf gleichem Spannungsniveau. Durch niederzyklische Vorbelastung wird das visko-elastische Verformungsverhalten des Betons nur unwesentlich beeinflusst. Bei der Wiederbelastung stellen sich unterhalb des Niveaus der Vorbelastung im Vergleich zu nicht vorbelasteten Proben geringere bleibende Verformungen ein. Durch die Beanspruchung mit einem schädigungsäquivalenten Spannungskollektiv (z.B. einer höheren Anzahl von Lastzyklen) kann bei vorbelasteten Proben eine ähnliche Akkumulation bleibender Verformungen erreicht werden.

Die Analyse der Anteile der Formänderungsenergie während der Lastwechsel zeigt, dass die Strukturveränderungsenergie, neben der für reversibles Kriechen dissipierten Energie, den geringsten Anteil an der Gesamtenergie pro Lastzyklus bildet. Die während der Belastungs- und Lasthaltephasen verrichtete Gesamtarbeit wird im Wesentlichen elastisch gespeichert. Während die für Strukturveränderungen und reversibles Kriechen dissipierten Anteile mit steigender Beanspruchungsintensität zunehmen, nimmt der elastische Anteil an der gesamten Formänderungsenergie ab. Bei den Versuchen zeigt sich ein überproportionaler Anstieg der Energieanteile in Abhängigkeit von der Intensität der Belastung.

Bei wiederholter Belastung auf gleichem Spannungsniveau nimmt der Schädigungszuwachs mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen ab und der für reversibles Kriechen dissipierte Energieanteil erhöht sich gleichzeitig. Dies bestätigt einerseits, dass sich der Steifigkeitsabfall pro Lastzyklus verringert und andererseits, dass nach mehreren Zyklen noch immer eine Degradation auftritt. Ergibt sich der Anteil der Strukturveränderungsenergie zu null, findet kein weiterer Steifigkeitsabfall statt. Der Anteil der für reversibles Kriechen dissipierten Energie wird nicht nennenswert von der Vorbelastung beeinflusst.

Die Versuchsauswertungen ergeben, dass durch Mikrorissbildung ein Anteil von ca. 20 % der gesamten Strukturveränderungsenergie dissipiert wird. Überwiegend wird im Beton Energie für interkristalline Strukturveränderungsprozesse dissipiert. Tendenziell nimmt die akkumulierte Schädigungsenergie mit der Anzahl der Lastzyklen zu und dem Belastungsalter ab. Vorbelastete Proben weisen bis zum Niveau der Vorbelastung einen deutlich geringeren Anteil an akkumulierter Strukturveränderungsenergie auf als nicht vorbelastete Proben.

Das in der Arbeit vorgestellte Rechenmodell ermöglicht eine Beschreibung des nichtlinearen Verformungs-Zeitverhaltens von Normalbeton und SVB, welches durch unterschiedliche Lastregime hervorgerufen wird. Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass bei entsprechend genauer Abbildung der Degradation der Steifigkeit infolge mehrfach wiederholter kurzzeitiger Belastung sowie der Verwendung einer nichtlinearen Kriechfunktion, eine hinreichende Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch zu erreichen ist.

Bei der Berechnung der unmittelbaren und zeitabhängigen Verformungen von Normal- und hochfestem Beton unter niederzyklischer Belastung konnte oberhalb von etwa 10 % der Druckfestigkeit kein linearer Zusammenhang zwischen Beanspruchung und resultierender Dehnung festgestellt werden. Zur Beschreibung des nichtlinearen Kriechens hat sich die Verwendung des Ansatzes einer hyperbolischen Potenzfunktion nach DIN 1045-1, welche mit einem Nichtlinearitätsfaktor verknüpft wird, als zweckmäßig erwiesen. Für die Erfassung der Nichtlinearität können dabei die im Model Code 90 bzw. EC 2 und die von *Bažant*

vorgeschlagenen beanspruchungsabhängigen Nichtlinearitätsfaktoren in modifizierter Form Verwendung finden.

Die Ergebnisse der Nachrechnungen der Versuche unterscheiden sich für die untersuchten Nichtlinearitätsfaktoren im Bereich bis zu einer Beanspruchung von etwa 70 % der Druckfestigkeit nur unwesentlich. Die Ansätze überschätzen die elastische Rückverformung bei Entlastung im Bereich von etwa 20 bis 50 % der Druckfestigkeit geringfügig. Unter Verwendung eines modifizierten Nichtlinearitätsfaktors nach Model Code 90/EC 2 ist eine hinreichend genaue Beschreibung des Dehnungs-Zeitverlaufs bis zu einem Beanspruchungsniveau von etwa 85 % möglich. Darüber hinaus ist das Verformungsverhalten, insbesondere bei Proben jüngeren Alters, sehr stark strukturspezifischen Streuungen unterlegen. Wesentlich für die allgemein hinreichende Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit der Versuchsrealität ist, dass eine niedrige Grenze für die Nichtlinearität des Betons (geringer Schwellenwert) von etwa 10 % der Druckfestigkeit unter niederzyklischer Belastung angesetzt wurde. Vergleichsrechnungen mit höheren Schwellen liefern auch bei Variation der Freiwerte der Nichtlinearitätsfaktoren schlechtere Übereinstimmungen.

Die vorliegenden Untersuchungen bilden die Grundlage für weitergehende Untersuchungen des Verformungs- und Degradationsverhaltens von Beton und Stahlbeton unter niederzyklischer Beanspruchung. Für eine statistische Absicherung der Ergebnisse sind weitere Versuchsserien mit einer größeren Anzahl von Proben erforderlich. Die experimentellen Untersuchungen sollten vor allem den SVB als neueren Baustoff betreffen. Durch weiterführende Versuche ist darüber hinaus zu klären, ob sich für selbstverdichtende Betone unterschiedlicher Endfestigkeiten bzw. Alter größer als 100 bis 120 Tagen ein analoges Verhalten zeigt.

6 Symbole und Formelzeichen

Geometrische Größen

A, A_c	Querschnittsfläche des Probekörpers
d_m	mittlerer Durchmesser eines zylindrischen Probekörpers
h_m	mittlere Höhe eines Probekörpers

Materialkennwerte

E	Elastizitätsmodul (E-Modul)
E_{cm}	Rechenwert des Elastizitätsmoduls des Betons im Alter von 28 Tagen
E_{tg}	Tangentenmodul
E_{sek}	Sekantenmodul für die elastische Verformungsberechnung
E_E	Entlastungsmodul
E_c	Elastizitätsmodul des Betons aus der Entlastungskurve (Sekantensteifigkeit)
$E_c^{(0)}$	Entlastungs-Sekantenmodul bei der Erstbelastung (Ausgangssteifigkeit)
$E_{c0,4}$	Entlastungs-Sekantenmodul bei einer Belastungsintensität von 40 %
$E_{c,red}$	durch niederzyklische Belastung reduzierter Entlastungs-Sekantenmodul
f_c	Zylinder-Druckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}	mittlere Zylinder-Druckfestigkeit nach 28 Tagen
f_c^*	Zylinder-Druckfestigkeit nach niederzyklischer Lasteintragung
f_{cm}^*	mittlere Zylinder-Druckfestigkeit nach niederzyklischer Lasteintragung

Kräfte

F	Druckkraft
dF/dt	Belastungsgeschwindigkeit
ΔF	Laststufendifferenz
$\lim F/F_{max}$	Grenzlast/Bruchlast
$cal F_{max}$	berechnete Versuchsgrenzlast

Spannungen und Verformungen

σ, σ_c	Betonspannung
σ_0	Betonspannung bei Belastungsbeginn
ε	Betondehnung/-verformung
ε_c	Längsstauchung
ε_{cq}	Querdehnung
ε_{el}	elastische Verformung
ε_{cr}	viskose Verformung (Kriechverformung)
ε_{v-el}	visko-elastische Verformung
ε_{v-pl}	visko-plastische Verformung
ε_0	Vorverformung bei Belastungsbeginn/Restverformung
$\varepsilon_{cr,0-1}$	Kriechverformung während des Belastungsvorgangs
$\varepsilon_1, \varepsilon_{0-1}$	Gesamtverformung während des Belastungsvorgangs
$\varepsilon_{cr,1-2}$	Kriechverformung während der Standzeit mit $\sigma = \text{const.}$

ε_{2-3}	Gesamtverformung während des Entlastungsvorgangs
$\varepsilon_{cr,2-3}$	Kriecherholung während des Entlastungsvorgangs
$\varepsilon_{cr,3-4}$	Kriecherholung während der Entlastungszeit mit $\sigma \cong 0$
ε_4	bleibende Verformung nach der Entlastungszeit mit $\sigma \cong 0$
ν_c	Querdehnzahl des Betons
Θ_c	bezogene Volumenänderung (Dilatation)

Energien

W	Gesamtenergie
W_{cr}	für reversibles Kriechen dissipierte Energie
W_{el}	elastisch gespeicherte Energie
W_d	Strukturveränderungs-/Schädigungsenergie
$W_d^{(pl)}$	für interkristalline Strukturveränderungen dissipierte Energie
$W_d^{(m-cr)}$	für Mikrorissbildung dissipierte Strukturveränderungsenergie

sonstige Größen

a, b, c, d, e	Parameter verschiedener Kriech-/Nichtlinearitätsfunktionen für Beton
α, β	Einflussbeiwerte
D, DI	Schädigungsindikator
Δ	Änderung/Anteil
η	Viskositätsmodul
φ	Kriechzahl des Betons
$F(\sigma)$	Kriechzahlerhöhungsfaktor in Abhängigkeit von σ
J, J_c	Kriechfunktion des Betons
K, k	Einflussfaktoren bzw. -funktionen
κ	Querschnittskrümmung
M	Biegemoment
p	Proportionalitätsgrenze für das nichtlineare Verformungsverhalten
s	Belastungsintensität
t	Betrachtungszeitpunkt
τ	Belastungsalter des Betons
V	Volumen des Betons
w/z	Wasser-Zement-Wert bzw. Wasser-Bindemittel-Wert

Hier nicht angegebene Symbole und Formelzeichen sowie Spezifikationen bzw. Indexe werden an entsprechender Stelle im Kontext wiedergegeben.

7 Literaturverzeichnis

- [ACI] ACI Committee 209: Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Detroit 1994
- [Ald] Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton, Dissertation, Braunschweig, 1978
- [Aru] Arutyunyan, N.Kh.: Design of Structures Considering Creep, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield, 1997
- [Ba1] Bažant, Z.P., Wu, S.T.: Rate-type creep law of aging concrete based on Maxwell chain, Materials and Structures, Research and Testing (RILEM, Paris), Vol. 7, No. 37, 1974
- [Ba2] Bažant, Z.P., Osman, E.: Double power law for basic creep of concrete, Materials and Structures, Research and Testing (RILEM, Paris), Vol. 9, No. 49, 1976
- [Ba3] Bažant, Z.P.; Kim, S.S.: Plastic-fracturing theory for concrete. Journal of Engineering Mechanics (ASCE) Vol. 105 (3), 1979
- [Ba4] Bažant, Z.P.; Chern, J.C.: Log Double Power law for Concrete Creep, American Concrete Institute Journal, Vol. 82, 1985
- [Ba5] Bažant, Z.P. (Editor): Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete. John Wiley and Sons, 1988
- [Ba6] Bažant, Z.P.; Prasannan, S.: Solidification theory for concrete creep I: Formulation; Solidification theory for concrete creep II: Verification and Application, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), Vol. 115, 1989
- [Ba7] Bažant, Z.P.; Kim, J.K.: Improved Prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 2 – Basic Creep. Materials and Structures, Vol. 24, 1991
- [Ba8] Bažant, Z.P.; Kim, J.K.: Improved Prediction model for time-dependent deformations of concrete: Part 3 – Creep at drying. Materials and Structures, Vol. 25, 1992
- [Ba9] Bažant, Z.P.; Huet, C.; Müller, H.S.: Comment on recent analysis of concrete creep linearity and applicability of principle of superposition. Materials and Structures, Vol. 27, 1994
- [Ban] Banon, H.; Biggs, J.M.; Irvine, H.M.: Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames. Jour. of Struc. Div., ASCE, ST9, 1981
- [Bah] Bahn, B.Y.; Hsu, C.T.T.: Stress–Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading. ACI Materials Journal, V.95, No.2, 1998
- [Be1] Berg, O.Ja.: Physikalische Grundlagen der Theorie der Festigkeit des Betons und Stahlbetons. (in Russisch) Gosstrizdat, Moskau 1961
- [Be2] Berg, O.Ja.; Rozkov, A.I.: Untersuchungen der nicht elastischen Verformungen und Strukturveränderungen des hochfesten Betons bei dauernd wirkendem Druck. (in Russisch) In: Trudy ZNIIS, 70, Transport, Moskau 1969
- [Be3] Bertero, V.V.; Mahin, S.A.: Problems in Establishing and Predicting Ductility in Aseismic Design. Int. Symp. on Earthquake Struc. Engrg., St. Louis, Missouri, USA, 1976
- [Bla] Blaut, H.: Stichprobenprüfpläne und Annahmekennlinien für Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Heft 233, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1973
- [Boe] Boes, A.: Über das Kriechen von Zementstein, Mörtel und Beton. Dissertation, Aachen, 1971
- [Bo1] Boltzmann, L.: Zur Theorie der elastischen Nachwirkungen. Wiener Berichte, 03.10.1874 & Analen der Physik und Chemie, Ergänzungs-Band 7, 1976
- [Bo2] Bongers, J.P.W.: Multilevel analysis of concrete in multiaxial compression. In Computational Modelling of Concrete Structures (Euro-C 1998), Vol. 1, 51–59, *De Borst, Bićanić, Mang & Meschke (eds)* © 1998 Balkema, Rotterdam
- [Bo3] Bolle, G.: Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last–Verformungs–Informationen, Dissertation, Weimar, 1999
- [Bra] Branson, D.E., Christianson M.L.: Time Dependent Concrete Properties Related to Design – Strength and Elastic Properties, Creep and Shrinkage. Symposium on Creep, Shrinkage and Temperature Effects, SP-27-13, ACI, 1971
- [CEB1] CEB Comite Euro-International Du Beton: Structural Effects of time-dependent behaviour of concrete. Bulletin d'Information No. 142, Lausanne 1984
- [CEB2] Evaluation of the time dependent behaviour of concrete. Summary Report on the work of GTG 9, CEB Bulletin d'Information No. 199, Lausanne, 1990
- [CEB3] CEB–FIP Model Code 1990 – Final Draft (CEB Bulletin d'Information No. 203–205). Comite Euro-International du Beton, Lausanne 1991
- [CEB4] CEB Comite Euro-International Du Beton: RC Elements Under Cyclic Loading: State Of The Art Report. Thomas Telford Publications, © CEB, 1996

- [Che] Chen, W.F.: Constitutive Equations for Engineering Materials – Part II: Plasticity and Modeling. Amsterdam: Elsevier 1994
- [Clo] Clough, R.W.; Penzien, J.: Dynamics of Structures. McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, 1975
- [Dar] Darwin, D.; Nmai, C.K.: Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load. Jour. of Struc. Eng., ASCE Vol. 112, Nr. 8, 1986
- [DIN1] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe 07/1988
- [DIN2] DIN 1048-5: Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellter Probekörper. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Juni 1991.
- [DIN3] DIN V ENV 1992, Teil 1–1, Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.
DIN V ENV 1992; Teil 1-3: Allgemeine Regeln - Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen. Europäisches Komitee für Normung und DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Brüssel, Berlin, Juni 1992
- [DIN4] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Ausgabe Juli 2001
- [DIN5] DAfStb Heft 525: Erläuterungen zur DIN 1045–1. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, 1. Auflage, September 2003
- [Dis] Dischinger, F.: Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. Der Bauingenieur, Heft 33–36, 39/40, 1937. bzw. Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. Der Bauingenieur, Heft 5/6, 21/22, 31/32, 47/48, 1939
- [Die] Diener, Jörg: Beitrag zur physikalisch und geometrisch nichtlinearen Berechnung langzeitbelasteter Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton unter besonderer Berücksichtigung des nichtlinearen Kriechens und der Rissbildung, Dissertation, Weimar 1998
- [Dil] Dilger, W.; Ghali, A.; Kountouris, C.: Timedependent forces induced by settlement in continous prestressed concrete structures. IVBH Symposium, Madrid, 1970
- [Dou] Dougill, J.W.: On stable progressively fracturing solids. Journal of Appl. Math. and Phys. 27, 1976
- [Fel] Feldman, R.F.; Sereda, P.J.: Mat. And Struct. 1, 509 (1968)
- [Fre] Frey, J.: Näherungsweise Beschreibung des zeitabhängigen Betonverhaltens nach DIN 4227 Teil 1, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1986
- [Ga1] Garske, E.: Zur Innenverankerung von Spanngliedern unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialgesetze für Beton und Betonstahl. Dissertation 1995, Technische Universität München
- [Ga2] Gardner, N.J, Zhao, J.W.: Creep and Shrinkage Revisted. ACI Materials Journal, Technical Paper 90-M26, 1993
- [Gam] Gamble, B.R.; Thomass, L.H.: The creep of maturing concrete subjected to time varying stress. Proceedings of the Second Australian Conference on the Mechanics of Structures an Materials, Adelaide 1969
- [Glu] Glücklich, J.: The effect of microcracking on time-dependent deformations and the long-term strength of concrete. Cement and Concrete Assoc., London 1968
- [Gr1] Grasser, E.: Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen. Dissertation München 1968
- [Gr2] Grasser, E., Kraemer, U.: Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 358, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1985
- [Haa] Haas, W., Schade, D.: Elektronische Berechnung der Auswirkungen von Kriechen und Schwinden bei abschnittsweise hergestellten Verbundstabwerken, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 244, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1975
- [Ham] Hampe, E., Raue, E., Kaller, W.: Stahlbeton Teil 1: Grundlagen, Verlag für Bauwesen, Berlin 1993
- [Han] Hanson, J.A.: A 10-year study of creep properties of concrete. Concrete Laboratory Report SP-38, Design and Construction Division, Engineering Laboratories Branch, Denver, 1953
- [Hil] Hilsdorf, H.K.; Müller, H.S.: Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Dischinger bis heute. Spannweite der Gedanken, Hrsg. M. Specht, Springer-Verlag, 1987
- [Hof] Hofstetter, G.; Mang, H.A.: Computational Mechanics of Reinforced and Prestressed Concrete Structures. Braunschweig: Vieweg 1995

- [Hui] Hui, Rongyan, Huang, Guoxing and Yi, Bingre: The Creep of Concrete (in chinese) Peking, Railway Press, 1998
- [Kar] Karsan, I.D.; Jirsa, J.O.: Behavior of concrete under compressive loadings. Journ. of Struct. Div., ASCE, (95) 1969
- [Kaj] Kajfasz, S., Szulc, J.: Approximation of experimental data by a creep function, Materials and Structures, Research and Testing (RILEM, Paris) Vol. 3, No. 18, 1970
- [Kle] Klemm, K.: Detektion von Gefügeveränderungen im Beton bei Druckbeanspruchung mittels Ultraschall-Transmission. Beiträge zum 39. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb); Technische Universität Darmstadt, 2000
- [Koe] König, G.; Viet Tue, N.; Zink, M.: Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung. Berlin: Verlag Ernst & Sohn GmbH, 2001
- [Kr1] Krätzig, W.B.; Meskouris, K.; Meyer, I.F.; Strangenberg, F.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen an zyklisch nichtlinear beanspruchten Stahlbetonbalken. SFB 151 – Berichte Nr. 5, Ruhr Universität Bochum 1986
- [Kr2] Krätzig, W.B.; Mančevski, D.; Pölling, R.: Modellierungsprinzipien von Beton. Baustatik-Baupraxis 7, Meskouris (Hrsg.) © 1999 Balkema, Rotterdam
- [Kru] Krüger, W.; Schmidt, Th.: Betonkriechen. Kurzberichte aus der Bauforschung, Jg 40 (1999), Nr. 1
- [Lus] Lusche, M.: Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Schriftenreihe der Zementindustrie. H. 39 Beton-Verlag, Düsseldorf 1972
- [Lyb] Lybas, J.M.; Sozen, M.A.: Effect of Beam Strength and Stiffness on Dynamic Behavior of R/C Coupled Walls. Department of Civil Engineering, University of Illinois, 1977, in [Rou]
- [Mah] Maher, A.; Darwin, D.: Mortar constituent of concrete in compression. Journal of the American Concrete Institute, (79) 1982
- [McH] McHenry, D.: A new aspect of creep in concrete and its application to design, Proceedings. ASTM, Vol. 43, 1943
- [Meh] Mehl, A.; Kern, E.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1962
- [Mer] Mertzsch, O.: Zum Einfluss zeitvarianter Materialgesetze auf die Verformungsvorhersage von biegebeanspruchten Betonbauteilen. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 10, Universität Rostock 2003
- [Mey] Meyer, I.F.: Ein werkstoffgerechtes Schädigungsmodell und Stababschnittelement für Stahlbeton unter zyklisch nichtlinearer Beanspruchung. Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau Ruhr Universität Bochum, Mitteilungen Nr. 88–4, 1988
- [Mu1] Müller, H.S.: Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton. Dissertation, Karlsruhe 1986
- [Mu2] Müller, H.S.; Küttner, C.H.: Characteristics and prediction of creep of high-performance concrete. In Wittmann, F.; Schwesinger, P. (Ed.): High Performance Concrete: Material Properties and Design. Freiburg: Aedificatio, 1995
- [Mu2] Müller, H.S.; Küttner, C.H.; Kvitsel, V.: Creep and shrinkage models of normal and high-performance concrete – concept for a unified code-type approach. Revue Française du Génie Civil, 1999
- [Mul] Mullick, A.K.: Effects of stress history on the microstructure and creep properties of maturing concrete. Dissertation, Calgary 1972
- [Nev] Neville, A.M.; Dilger, W.H.; Brooks, J.J.: Creep of plain and structural concrete. Construction Press, London, New York 1983
- [Nie] Nielsen, L.F.: Kriechen und Relaxation des Betons, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 65, 1970
- [New] Newmann, K.: Criteria for the Behaviour of Plain Concrete under Complex States of Stress. Proceedings of the International Conference on the Structure of Concrete, 1965, Cement and Concrete Association, London 1968
- [Now] Nowacki, W.: Theorie des Kriechens: Lineare Viskoelastizität, Verlag Franz Deuticke Wien, 1965
- [Oet] Ötes, A.: Zur werkstoffgerechten Berechnung der Erdbebenbeanspruchung in Stahlbetontragwerken. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, H. 25, W. Ernst & Sohn, Berlin 1985
- [Pa1] Park, Y.-J.; Ang, H.-S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. Journ. of Struct. Div., ASCE, Vol. 111, No. 4, April 1985, S. 722 –739

- [Pa2] Park, Y.-J.; Ang, H.-S., Wen, Y.K.: Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journ. of Struct. Div., ASCE, Vol. 111, No. 4, April 1985, S. 740 –757
- [Pes] Pesch, A.: Ein Beitrag zum zeitabhängigen Verhalten von hochfestem Beton und hochfestem Mörtel. Dissertation, Darmstadt 1997
- [Pfe] Pfefferle, R.: Zur Theorie des Betonkriechens, Dissertation, Karlsruhe 1971
- [Po1] Pölling, R.; Krätzig, W.B.: On fracturing- and damage-theories for concrete simulations. Computational Modelling of Concrete Structures (Euro-C 1998), Vol. 1, de Borst, Bicanic, Mang & Meschke (eds) © 1998 Balkema, Rotterdam
- [Po2] Pölling, R.: Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Beton für Strukturanalysen. Dissertation 2000, Ruhr-Universität Bochum. Forschungsarbeit aus dem Sonderforschungsbereich 398 – Lebensdauerorientierte Entwurfskonzepte – Ruhr-Universität Bochum
- [Pol] Polivka, M.; Pirtz, D; Adams, R.F.: Studies of creep in mass concrete. Symposium of Mass Concrete, Paper 12, ACI SP-6, 1964
- [Pow] Powers, T.C.: Proceedings of an International Conference on the Structure of Concrete, London 1965
- [prEN] prEN 12390-3:1999: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.
- [Ras] Rasch, Ch.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 154, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1962
- [Ra1] Raue, E.; Schwabach, E.; Stark, J.; Erfurt, W.: Verformungsverhalten und Schädigungsentwicklung von selbstverdichtendem Beton infolge zyklischer Druckbeanspruchung. 15. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, Weimar 2003; In: Schriften der Bauhaus-Universität Weimar 115: Revitalisierung von Bauwerken, Veröffentlichungen des Sonderforschungsbereiches 524 „Werkstoffe und Konstruktionen für die Revitalisierung von Bauwerken“, Universitätsverlag Weimar, 2003
- [Ra2] Raue, E.; Heidolf, T.; Riesel, T.: Simulation des Kurzzeit-Kriechens von Normalbeton unter mehrfach wiederholter Belastung. In: Schriften der Bauhaus-Universität Weimar 117: Veröffentlichungen des Sonderforschungsbereiches 524 „Werkstoffe und Konstruktionen für die Revitalisierung von Bauwerken“, Universitätsverlag Weimar, 2005
- [Re1] Reiner, M.: Rheologie in elementarer Darstellung. Leipzig, Fachbuchverlag, 1968
- [Re2] Reinhardt, H.-W.: Beton. Aufsatz im Betonkalender 2002, Teil 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2002
- [Ric] Richter, T.: Hochfester Beton - Hochleistungsbeton. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH, 1999
- [Ros] Rostasy, F.S., Teichen, K.-T., Engelke, H.: Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und Relaxation bei Normalbeton, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 139, 1972
- [Rot] Rottler, S.: Kriechen von Beton unter veränderlicher Spannung. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1998
- [Rou] Roufaiel, M.S.L.; Meyer, C.: Analysis of Damaged Concrete Frame Buildings. Report No. NSF-CEE-81-21359-1, Columbia University, N.Y., 1983
- [Rue] Ruetz, W.: Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton Heft 183, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1966
- [Ru1] Rüschi, H.; Jungwirth, D.: Stahlbeton Spannbeton, Band 1, Werkstoffeigenschaften und Bemessungsverfahren. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1972
- [Ru2] Rüschi, H.; Jungwirth, D.; Hilsdorf, H.: Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 4, 6, 1973
- [Sc1] Schade, D.: Einige eindimensionale Ansätze zur Berechnung des Kriechens und der Relaxation von Betontragwerken. Beton- und Stahlbetonbau 3, 1972
- [Sc2] Schickert, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 312, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1980
- [Sc3] Schüler, H.: Zur Analyse und zur Bemessung adaptiver Tragwerke aus Stahlbeton unter dynamischen Einwirkungen. Dissertation 1997, Bauhaus-Universität Weimar.

- [Sc4] Schwabach, E.; Raue, E.; Timmler, H.–G.: Damage and energy dissipation in concrete under cyclic uniaxial compressive loading in quasi–static tests. The 7th International Conference: Modern Building Materials, Structures and Techniques. Vilnius, Litauen 2001
- [Sc5] Schwabach, E.: Schädigung, Energiedissipation und Kurzzeit-Kriechen von zyklisch einachsig auf Druck beanspruchtem Beton im quasi–statischen Versuch. Schriften der Bauhaus-Universität Weimar 113: Massivbau – Beiträge aus Theorie und Praxis, Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.–Ing. habil. Erich Raue, Universitätsverlag Weimar, 2002
- [Sc6] Schwabach, E.: Short–Term Creep Deformation of Plain Concrete. 4th International Ph.D. Symposium in Civil Engineering, München 2002
- [Sha] Sha, S.P., Winter, G.: Inelastic behaviour and fracture of concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 63, H. 9 (1966)
- [She] Shen, J.: Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung. DAfStb Heft 432, 1992
- [Sme] Šmerda, Z., Křístek, V., Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures, Developments in Civil Engineering Vol. 21, Verlag Elsevier, Prag 1978
- [Sin] Sinha, B.P.; Gerstle, K.H.; Tulin, L.G.: Stress–Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading. ACI Journal, Vol. 61, 1964
- [Sie] Siebel, E.: Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normal– und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 50, 1989
- [Str] Streit, W.: Zeitabhängige Verformungen von Beton infolge hoher Druckbeanspruchungen. Dissertation München, 1991
- [Sp1] Spooner, D.C.: The stress-strain relationship for hardened cement pastes in compression. Mag. Of Concr. Res. 24 (1972) Nr. 79
- [Sp2] Spooner, D.C.; Pomeroy, C.D.: Energy dissipating processes in the compression of cement paste and concrete. Cem. And Concr. Res. 3 (1973) Nr. 4
- [Sp3] Spooner, D.C.; Dougill, J. W.: A quantitative assessment of Damage sustained in concrete during compressive loading, Magazine of Concrete Research, 27 (1975), H. 92
- [Sp4] Spooner, D.C.; Pomeroy, C.D.; Dougill, J. W.: Damage and energy dissipation in cement pastes in compression. Magazine of Concrete Research, 28 (1976), H. 94
- [TGL1] TGL 33403 Betonbau; Festigkeits- und Formänderungskennwerte. DDR-Standard, Ausgabe Oktober 1980
- [Tei] Teichen, K.T.: Über die innere Dämpfung von Beton. Schriftenreihe Otto-Graf-Institut, Amtliche Forschungs- und Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Universität Stuttgart, Heft 38, Stuttgart 1968
- [Tr1] Trost, H.: Spannungs–Dehnungs–Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Beton Herstellung und Verwendung, Heft 6, Betonverlag GmbH Düsseldorf, 1966
- [Tr2] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 62, 1967
- [Tr3] Trost, H.; Cordes, H.; Abele, G.: Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 295. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1978
- [Tr4] Trost, H.; Paschmann, H.: Frühe Kriechverformungen des Betons. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 420, Beuth Verlag GmbH, Berlin 1991
- [Wi1] Wischers, G.; Dahms, J.: Kriechen von frühbelastetem Beton mit hoher Anfangsfestigkeit. beton 27 H. 2 und H. 3, (1977)
- [Wi2] Wischers, G.: Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton. beton 28, H. 2 und H. 3, (1978)
- [Wi3] Wittmann, F.; Zaitsev, J.: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins. & Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und Dauerlast. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 232, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1974
- [Wi4] Wittmann, F.H.: Creep and Shrinkage Mechanisms. Creep and Shrinkage in Concrete Structures; Bažant, Z.P. and Wittmann, F.H. (Ed.), John Wiley & Sons Ltd., 1982
- [Wi5] Wittmann, F.H.: Structure of concrete and crack formation. In K.P. Herrmann & I.H. Larsson (eds.), Fracture of Non-Metallic Materials: Dordrecht: Reidel, 1987.
- [Yaz] Yazdani, S.; Schreyer, H.L.: Combined plasticity and damage mechanics model for plain concrete. Journal of Engineering Mechanics (ASCE) 116 (7), 1990

8 Anhang

Inhalt:

A – Normalbeton (NB)

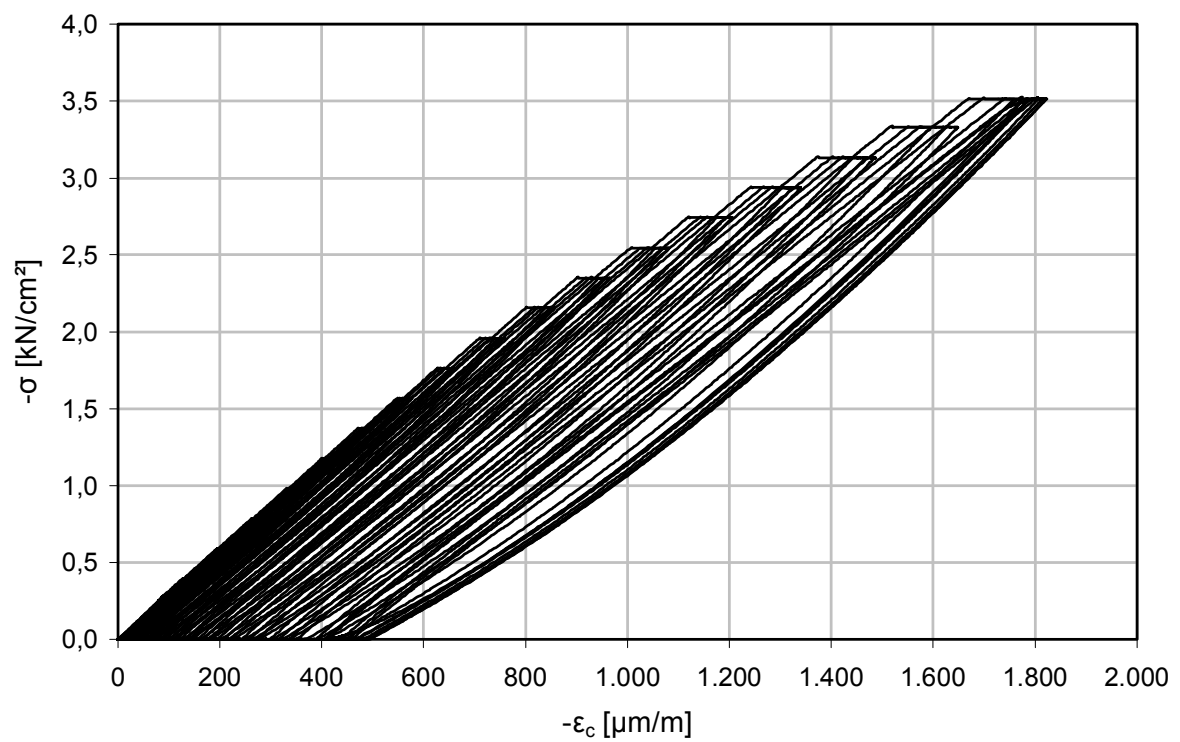
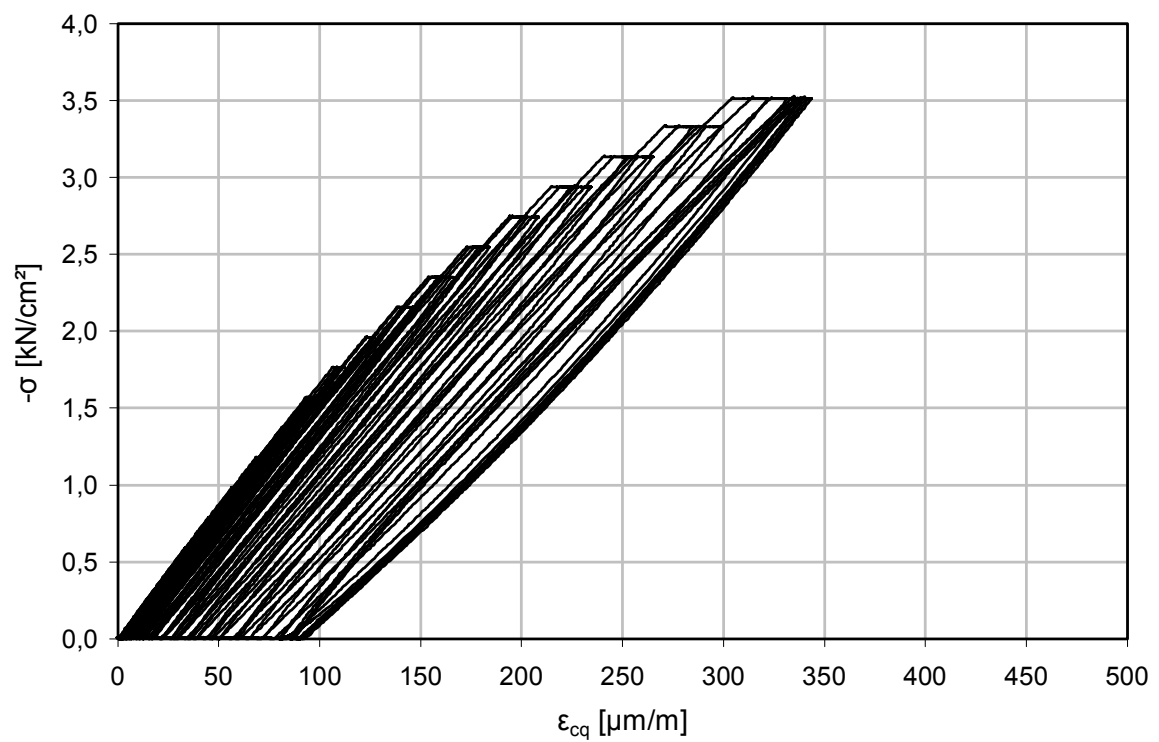
Anhang A1: Spannungs-Dehnungslinien für Normalbeton (NB) I

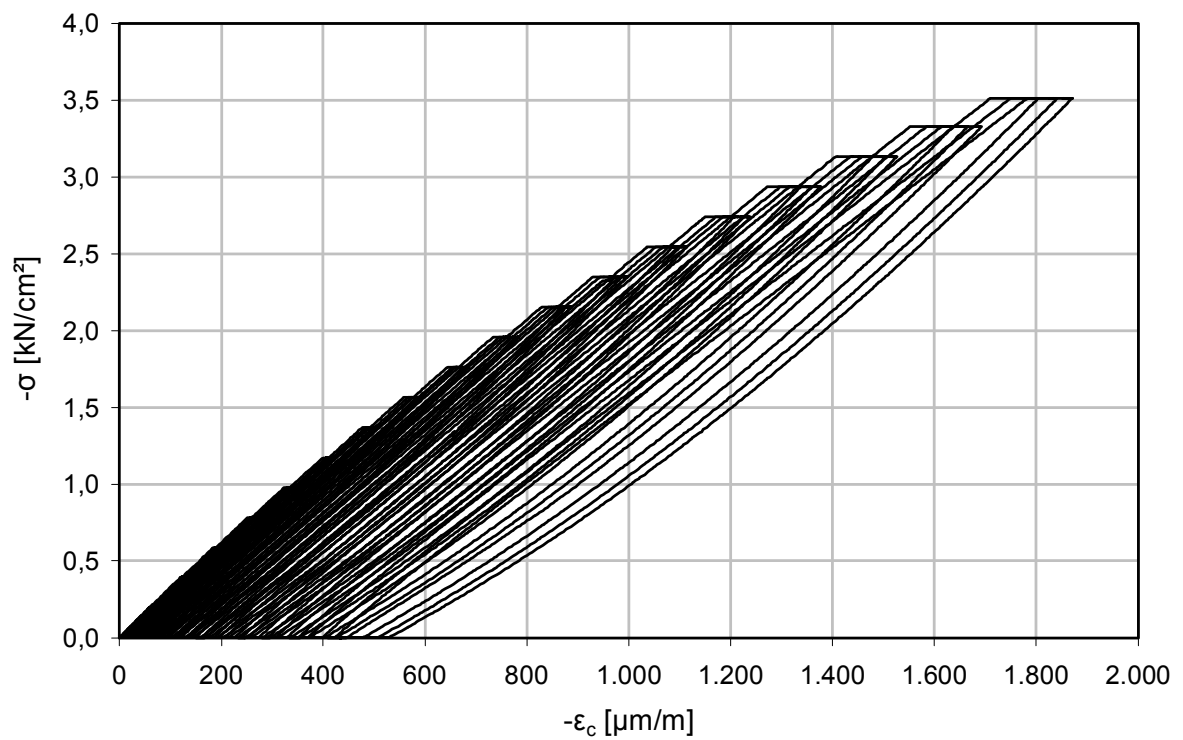
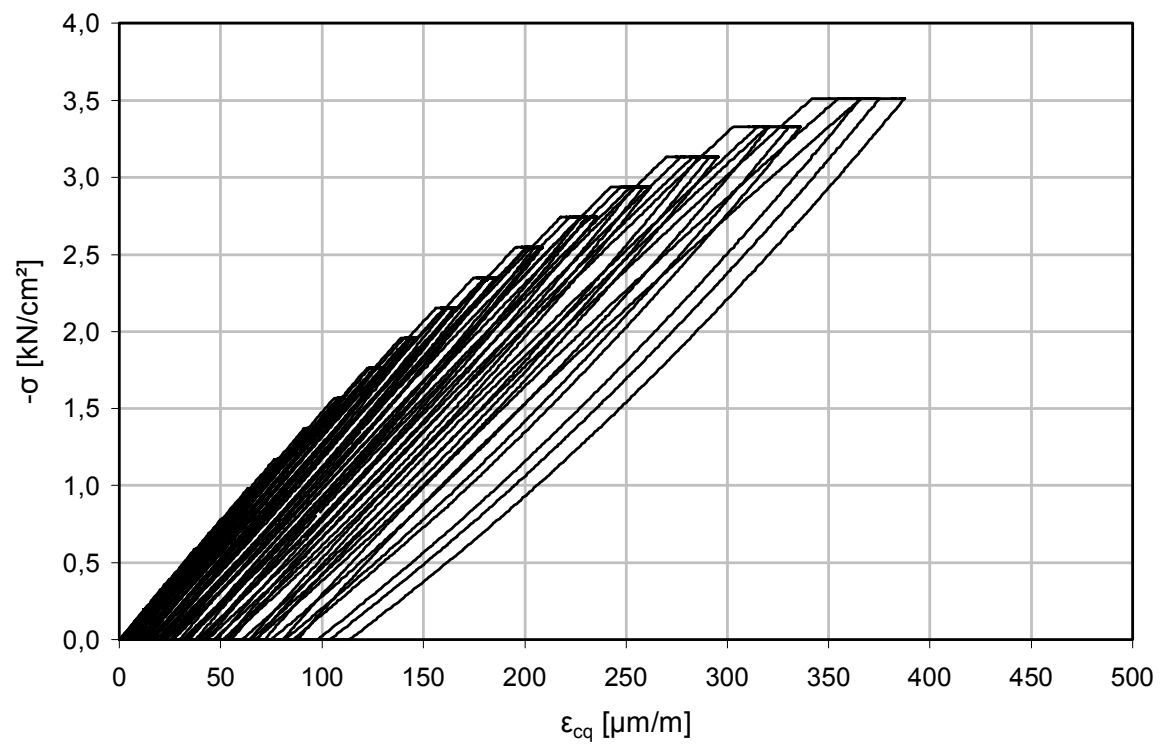
Anhang A2: Längsdehnungs-Zeit-Beziehungen für Normalbeton (NB) mit
Nachrechnung XI

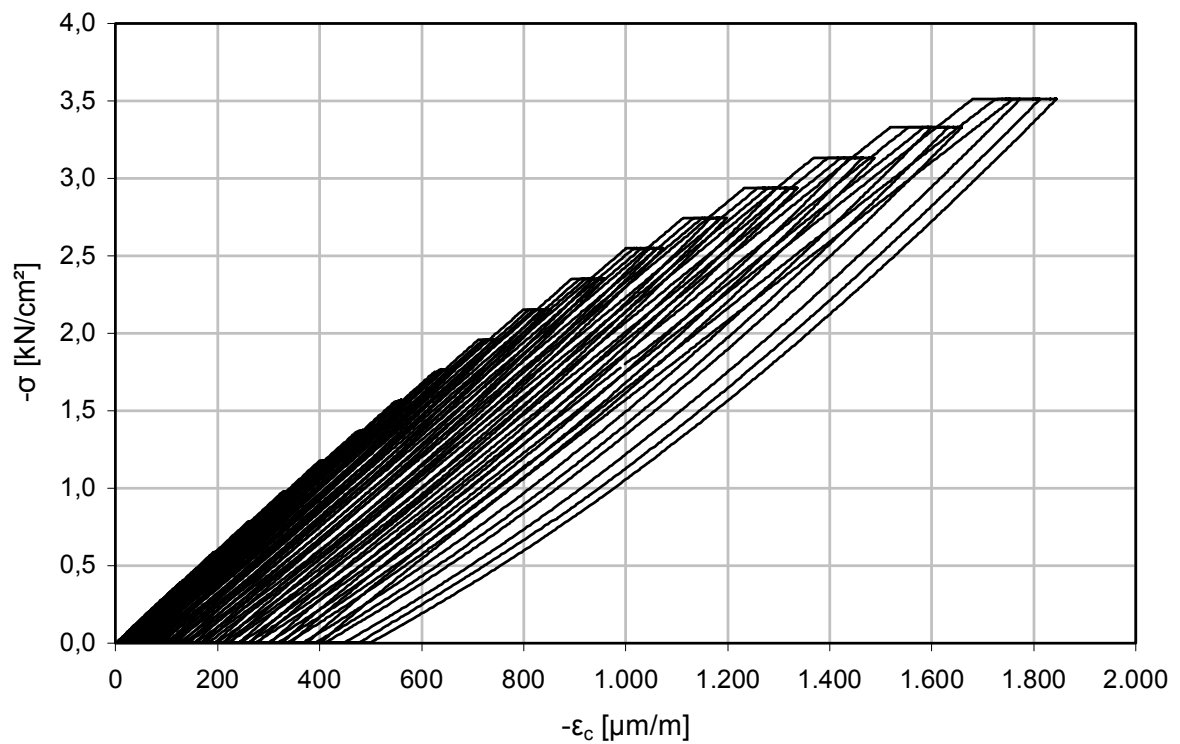
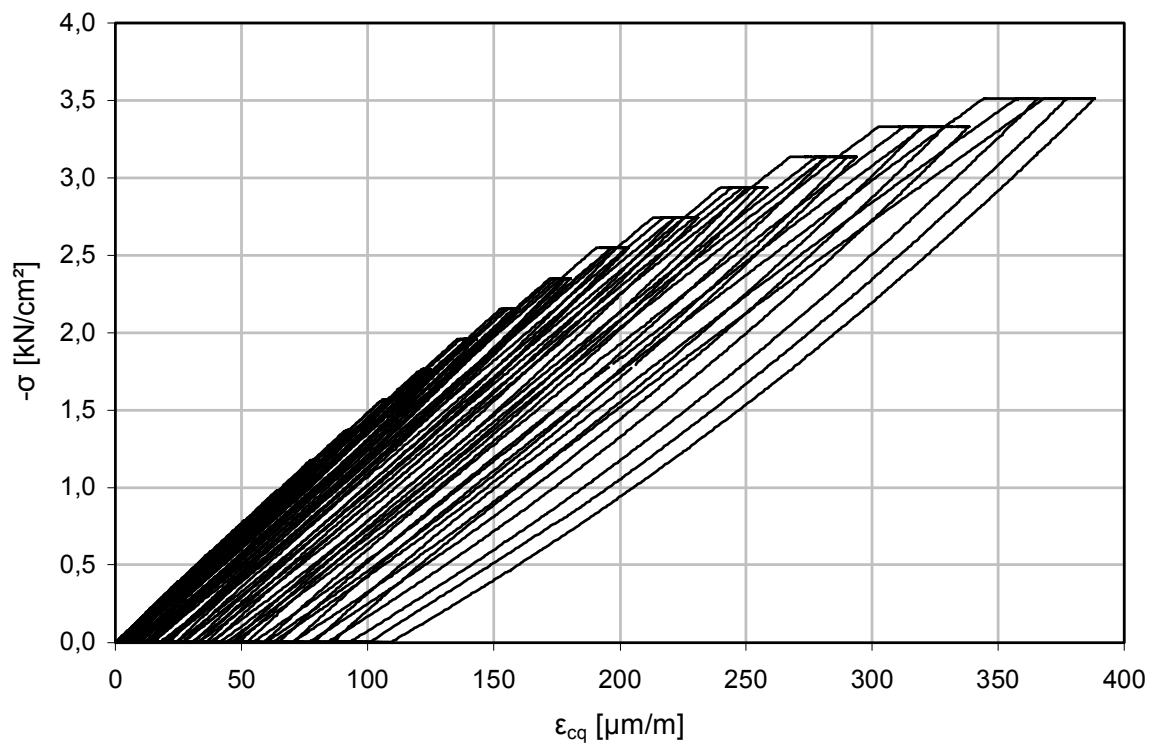
B – Selbstverdichtender (hochfester) Beton (SVB)

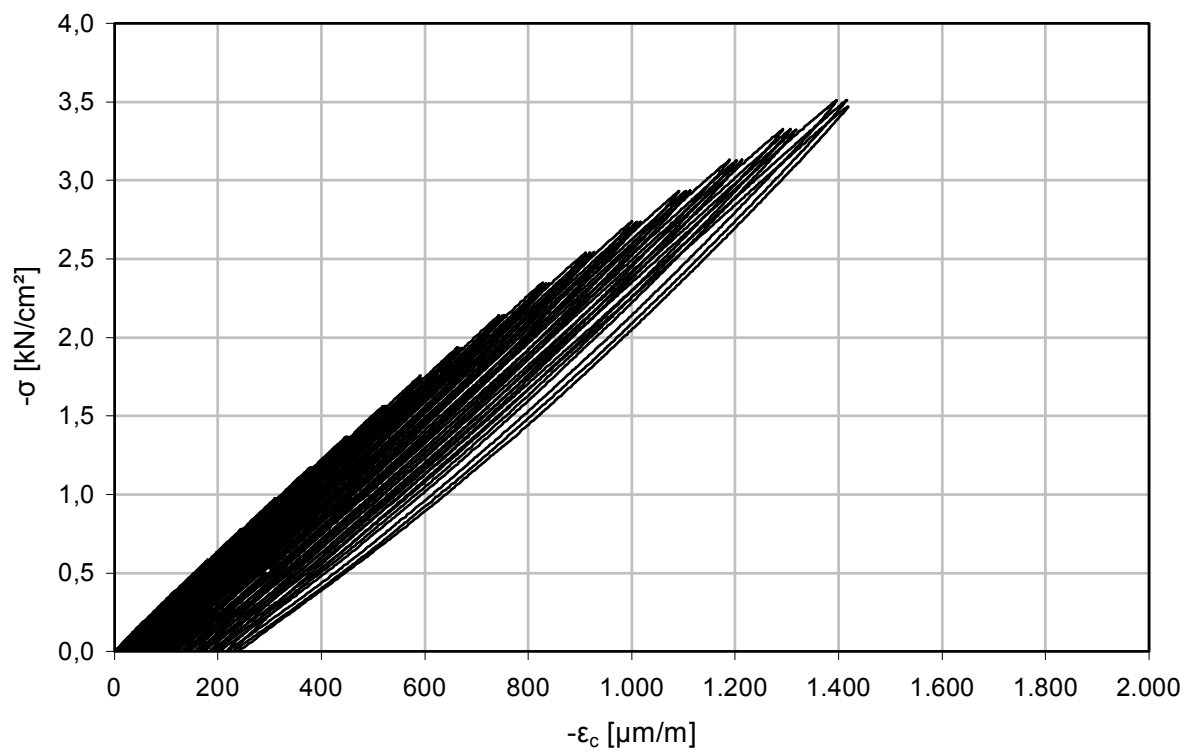
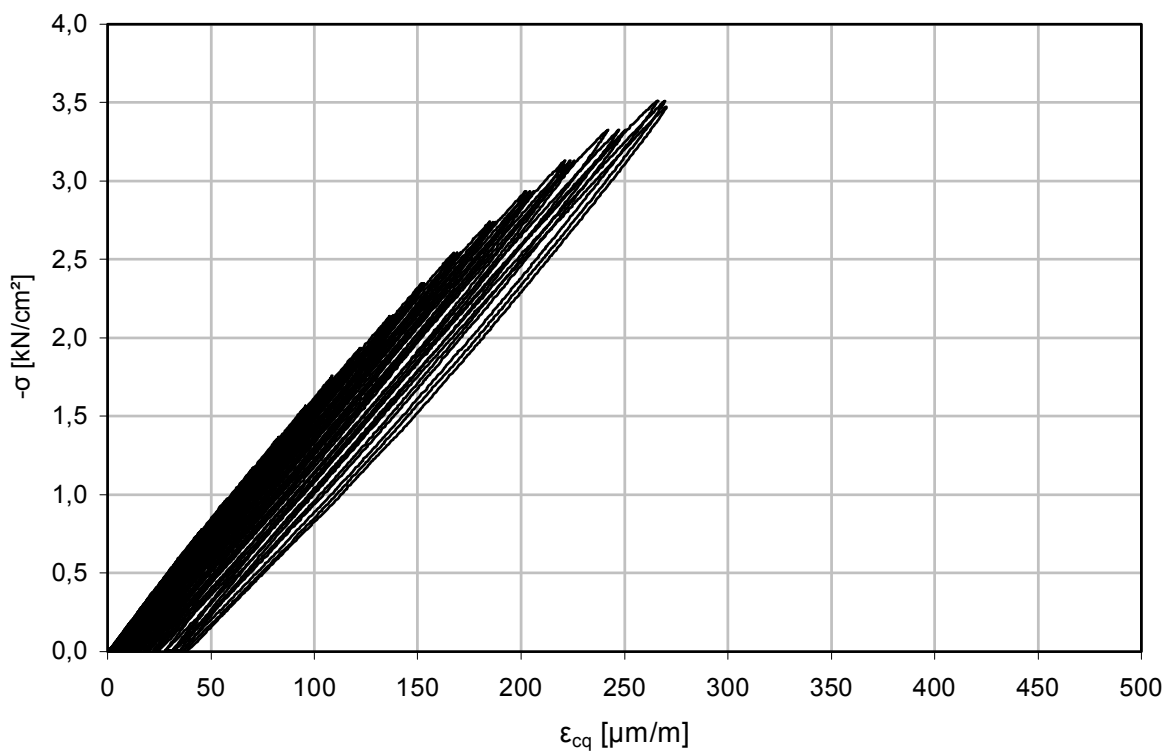
Anhang B1: Spannungs-Dehnungslinien für hochfesten Beton (SVB) I

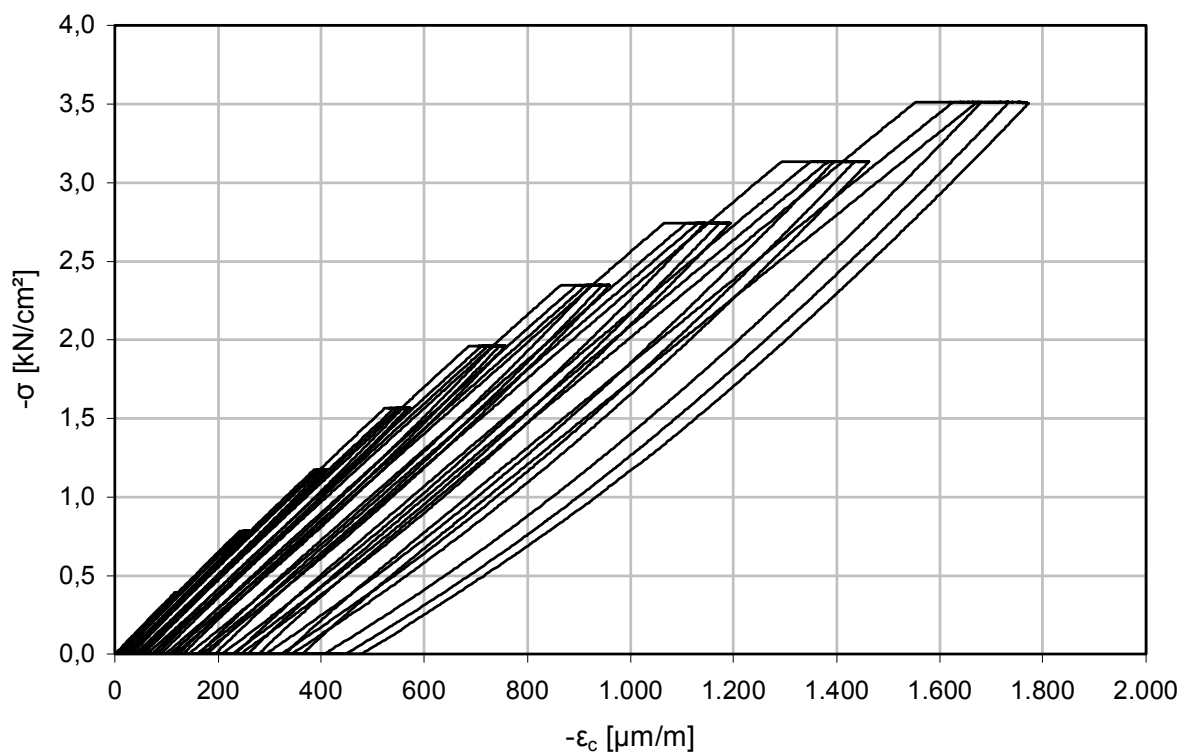
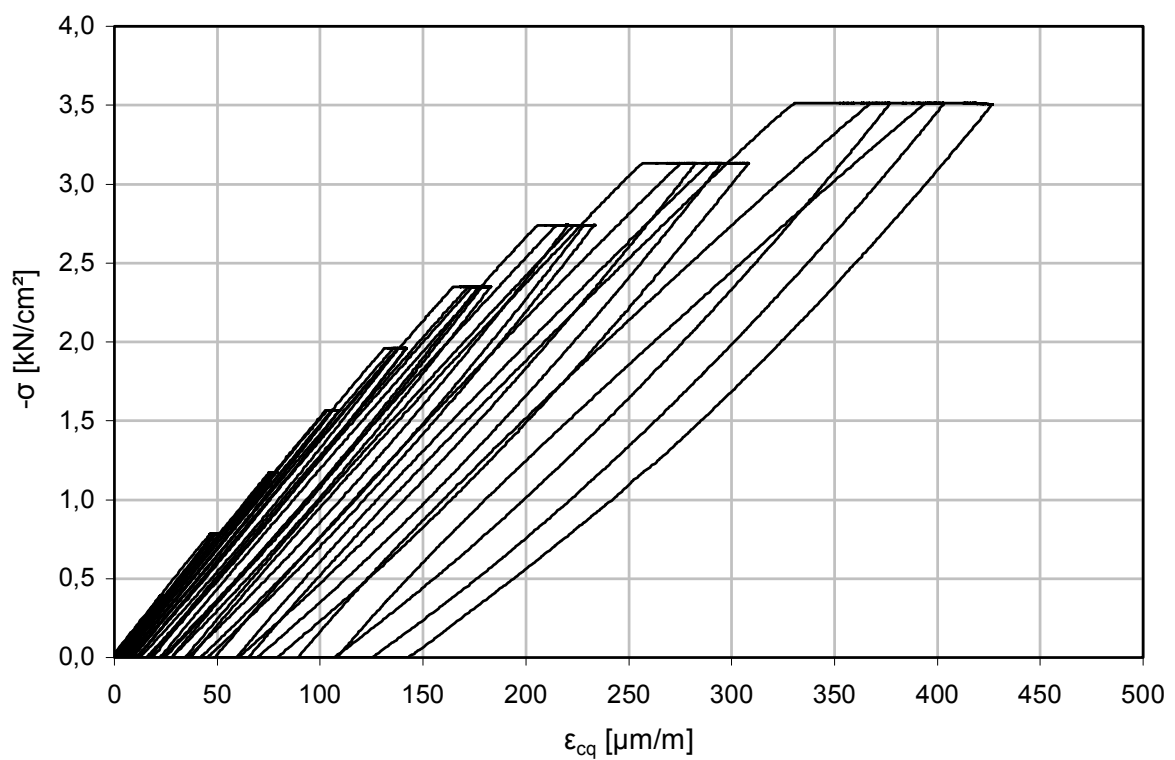
Anhang B2: Längsdehnungs-Zeit-Beziehungen für hochfesten Beton (SVB) mit
Nachrechnung XV

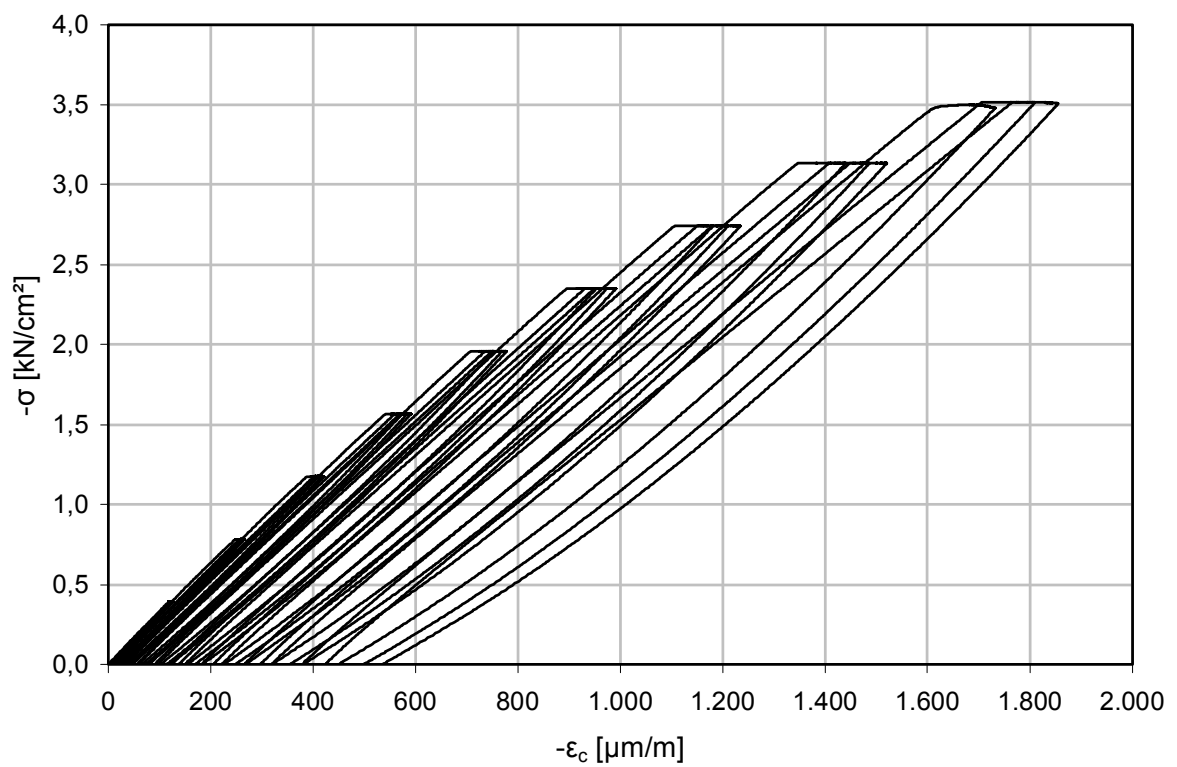
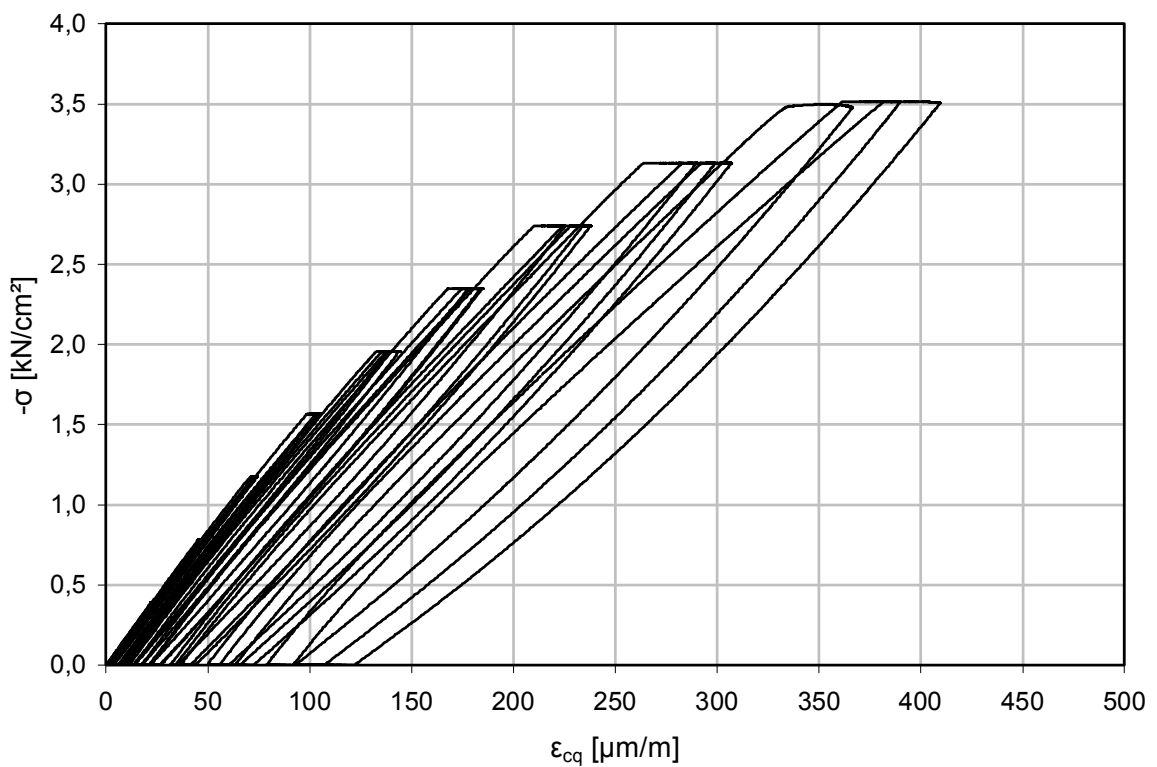
**Bild A1.1: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C01****Bild A1.2: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C01**

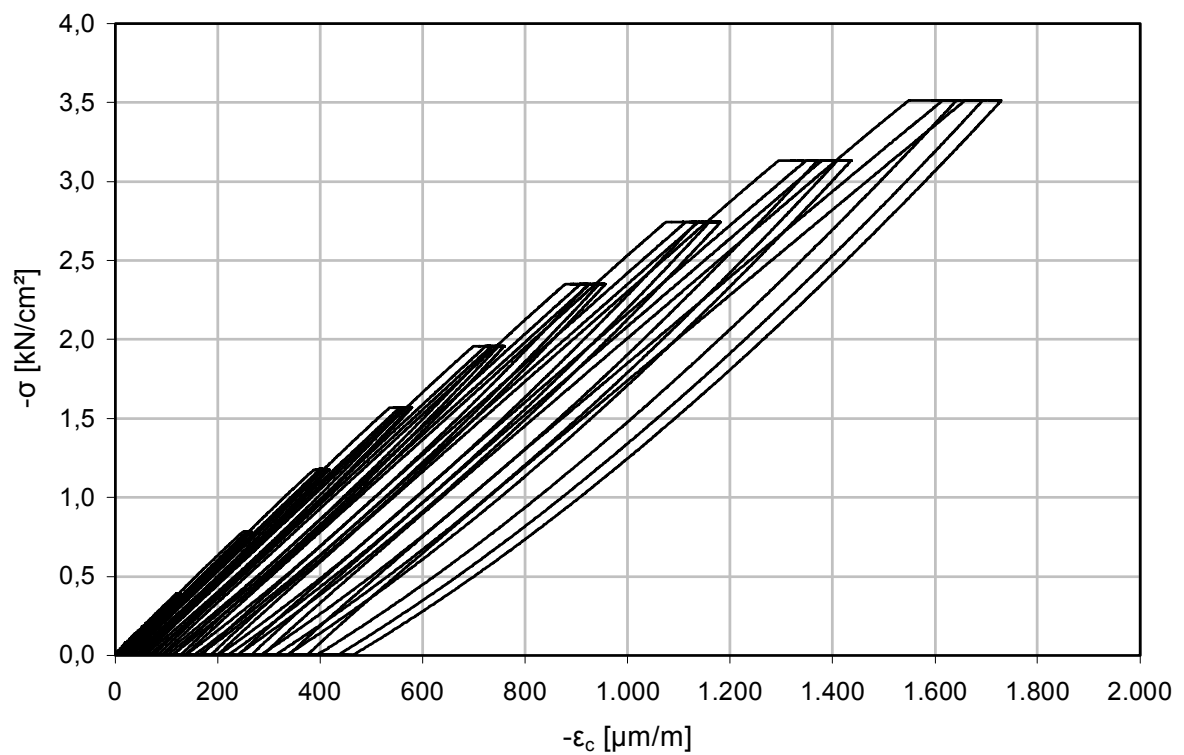
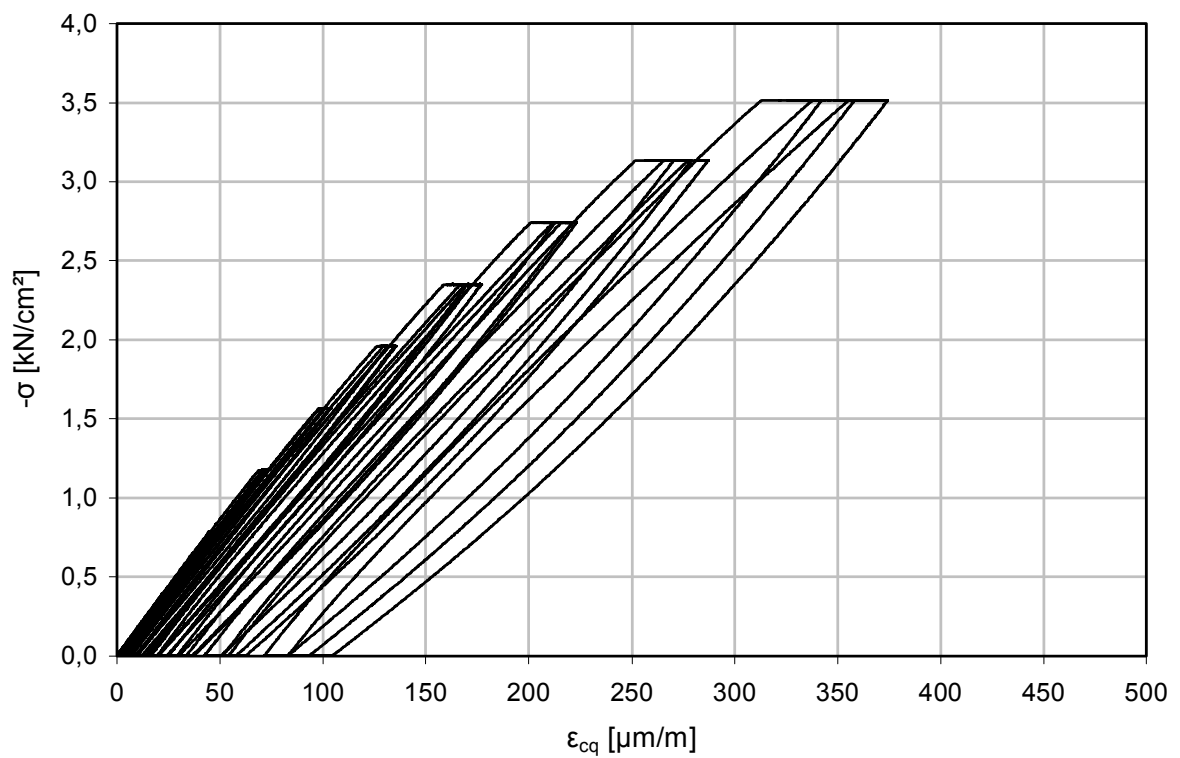
**Bild A1.3: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C02****Bild A1.4: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C02**

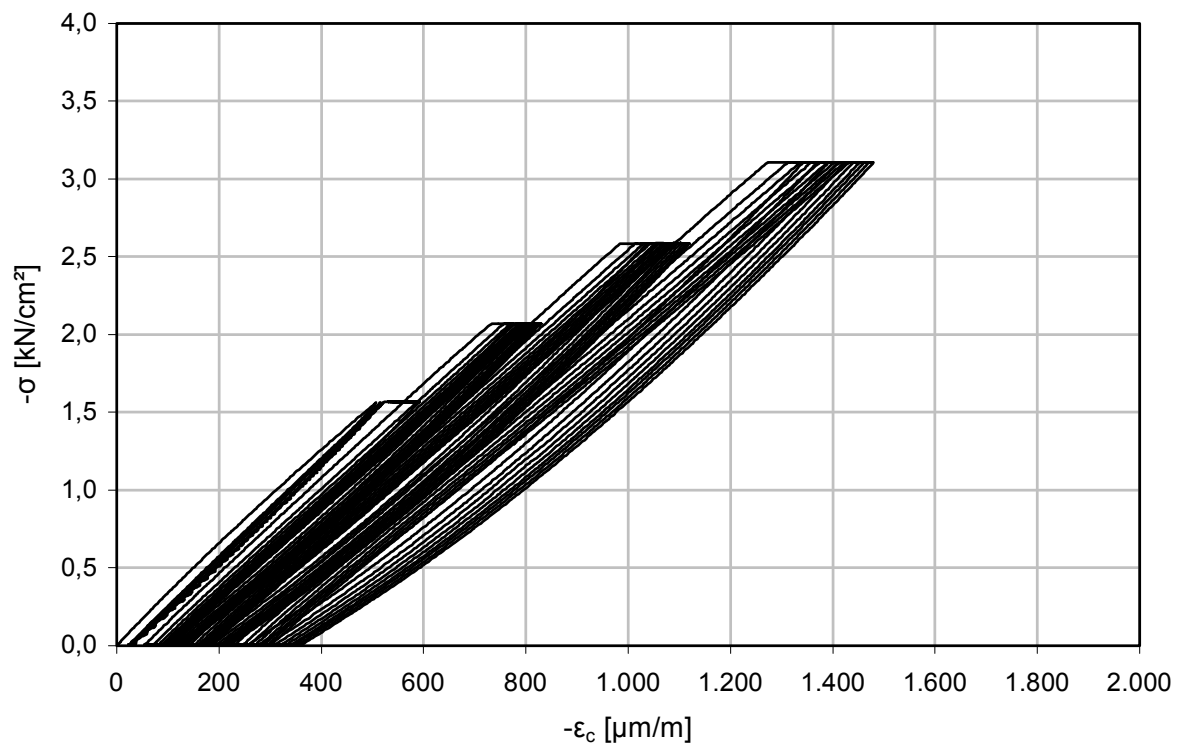
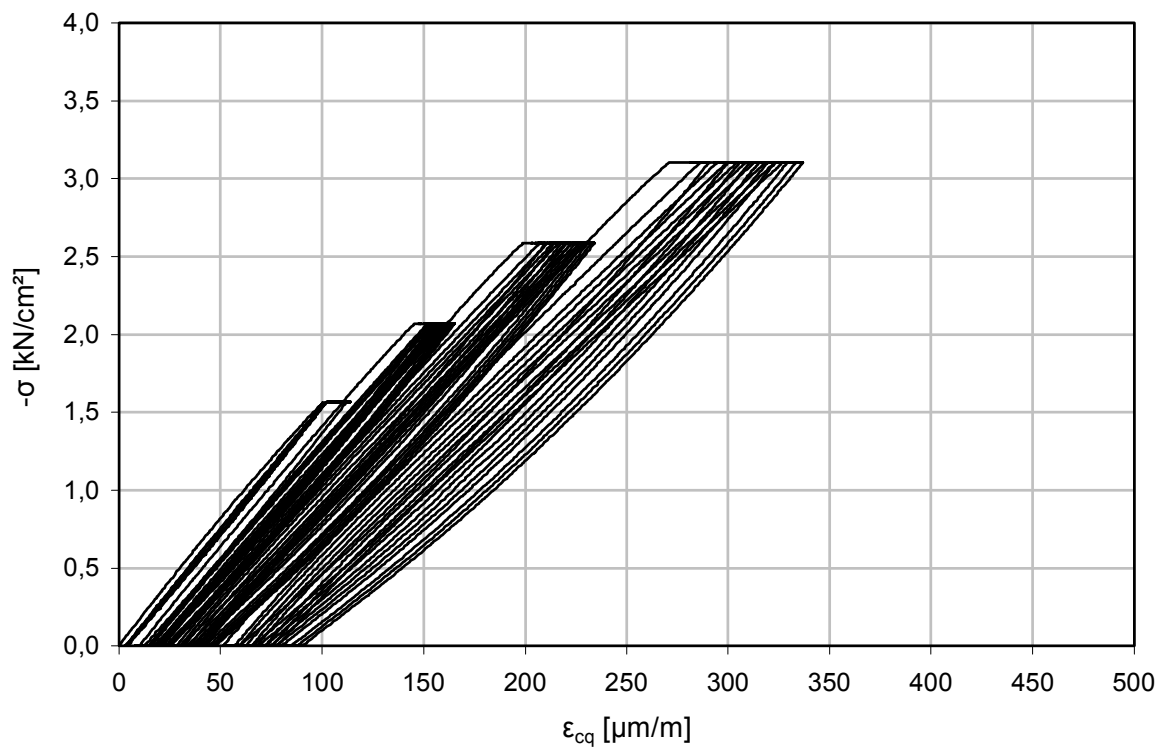
**Bild A1.5: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C03****Bild A1.6: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C03**

**Bild A1.7: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C04****Bild A1.8: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C04**

**Bild A1.9: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C05****Bild A1.10: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C05**

**Bild A1.11: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C06****Bild A1.12: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C06**

**Bild A1.13: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C07****Bild A1.14: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C07**

**Bild A1.15: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C08****Bild A1.16: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C08**

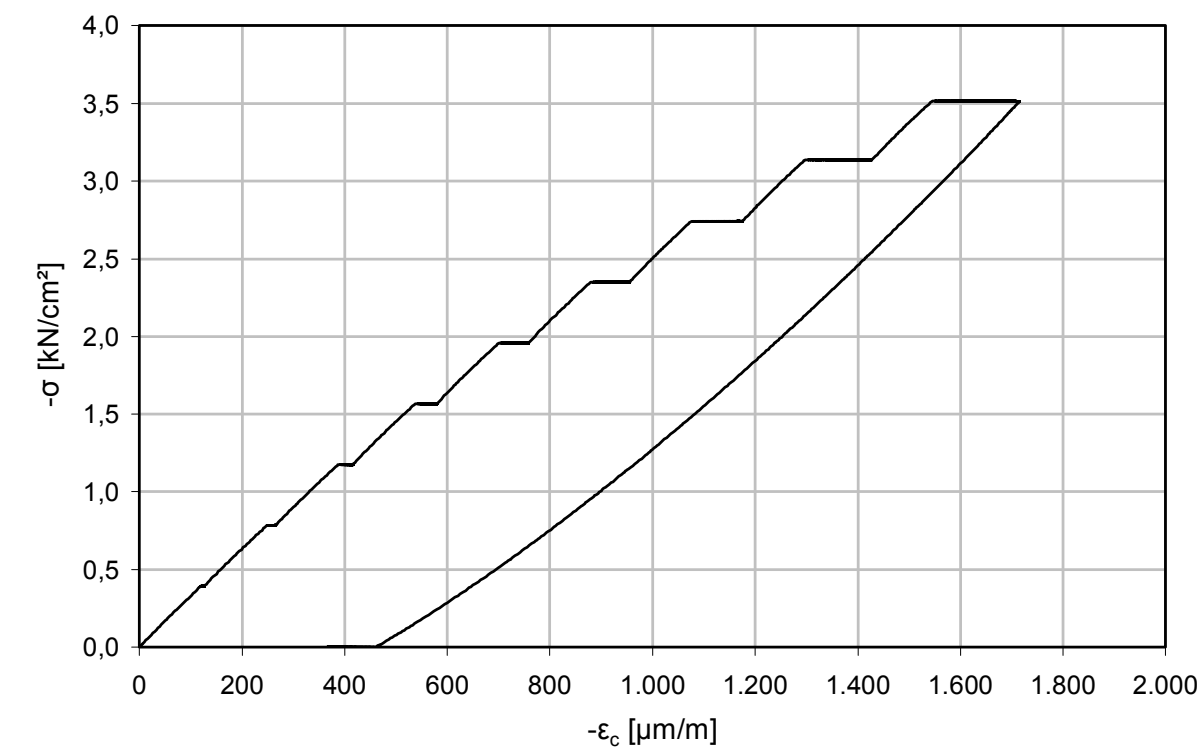


Bild A1.17: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C09

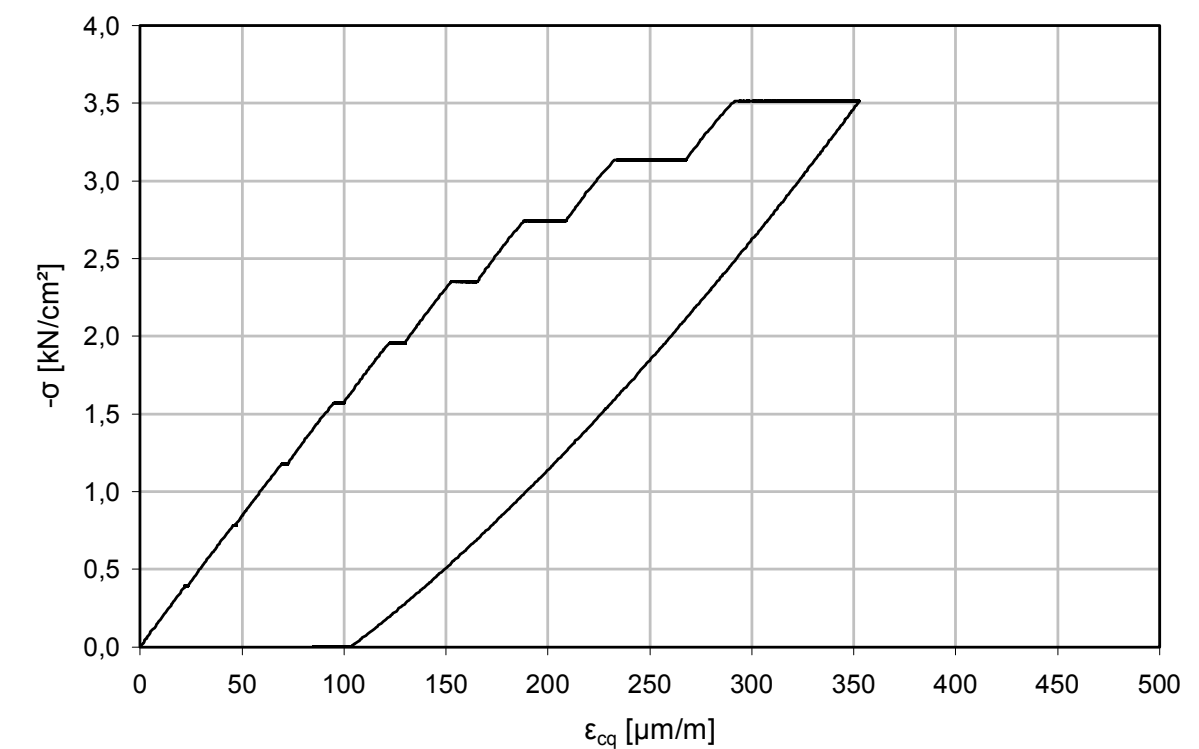
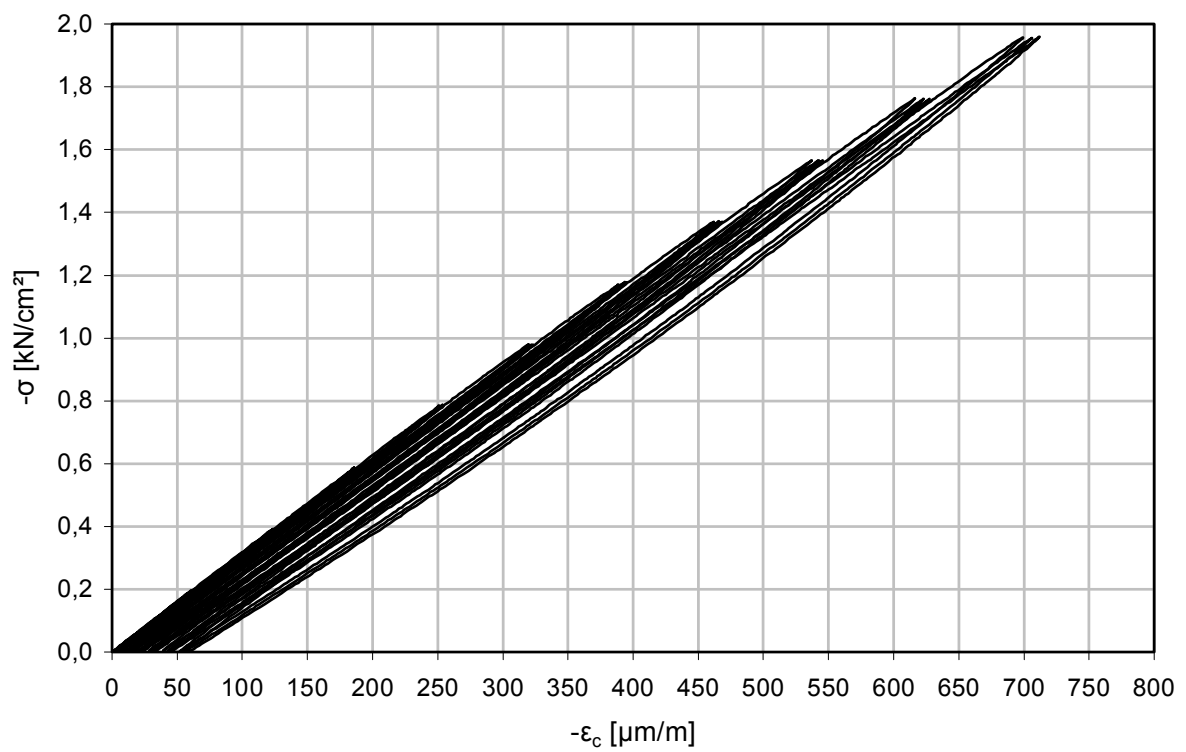
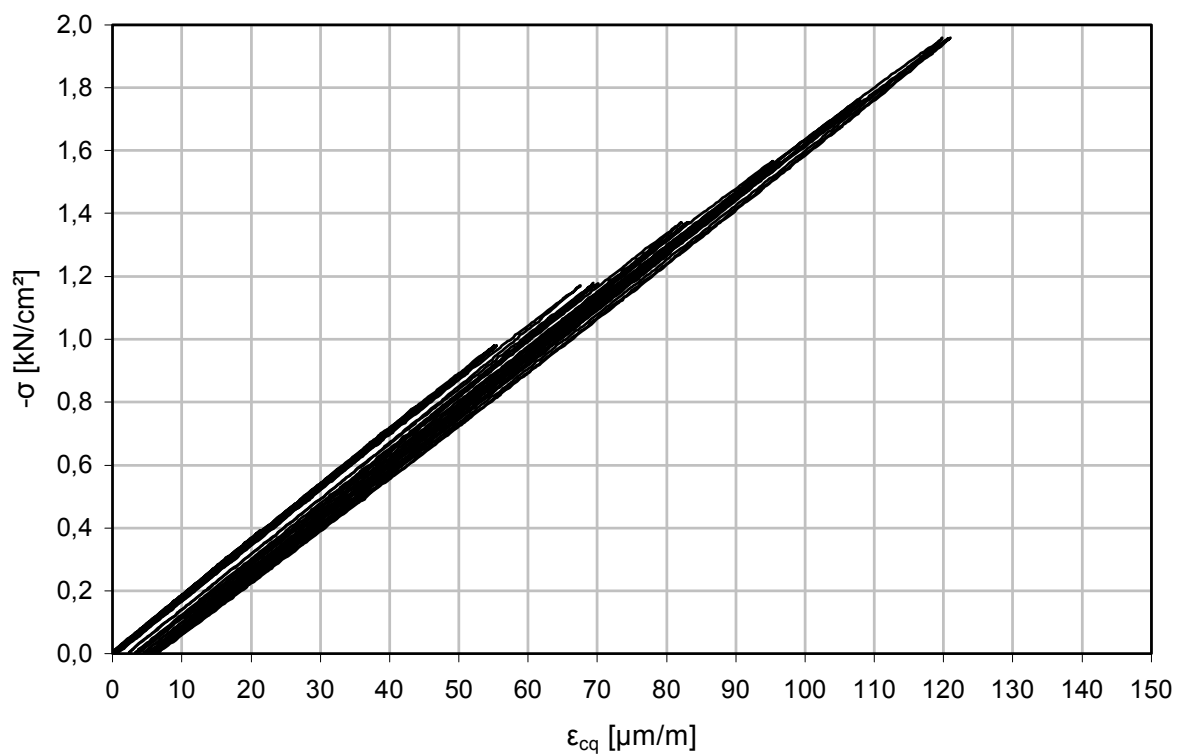


Bild A1.18: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C09

**Bild A1.19: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für C01 (Vorbelastung)****Bild A1.20: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für C01 (Vorbelastung)**

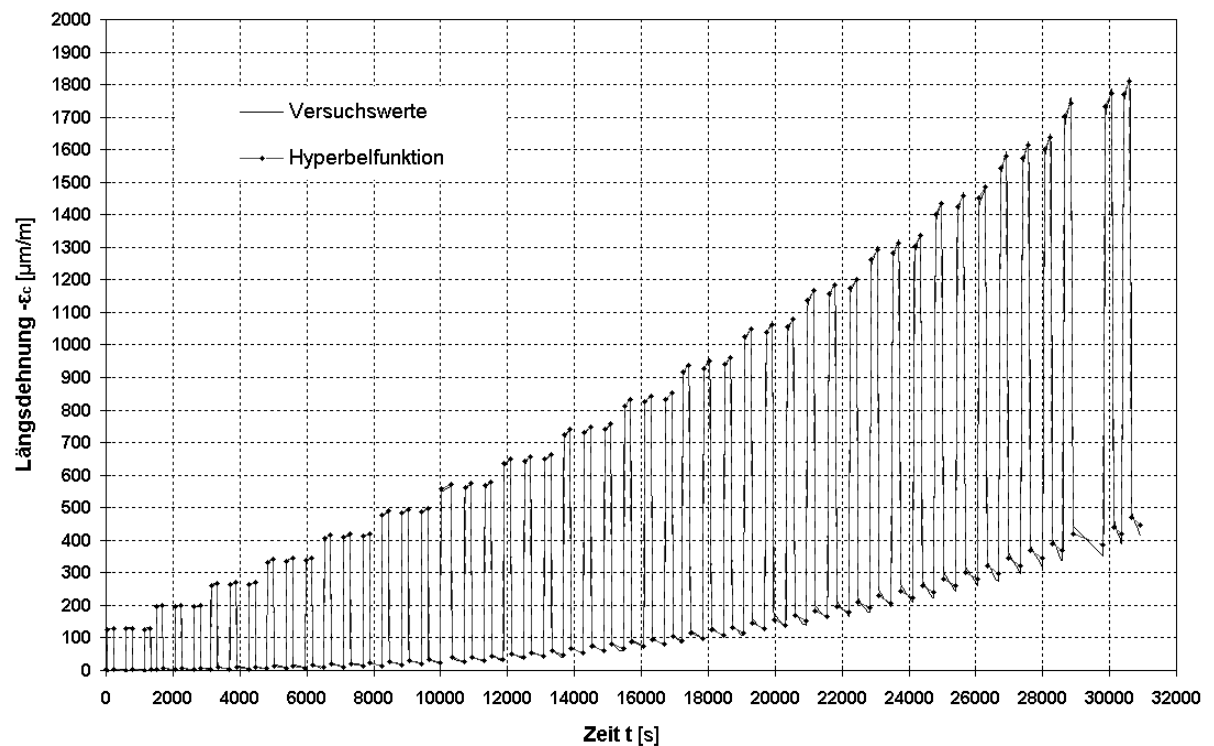


Bild A2.1: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C01 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

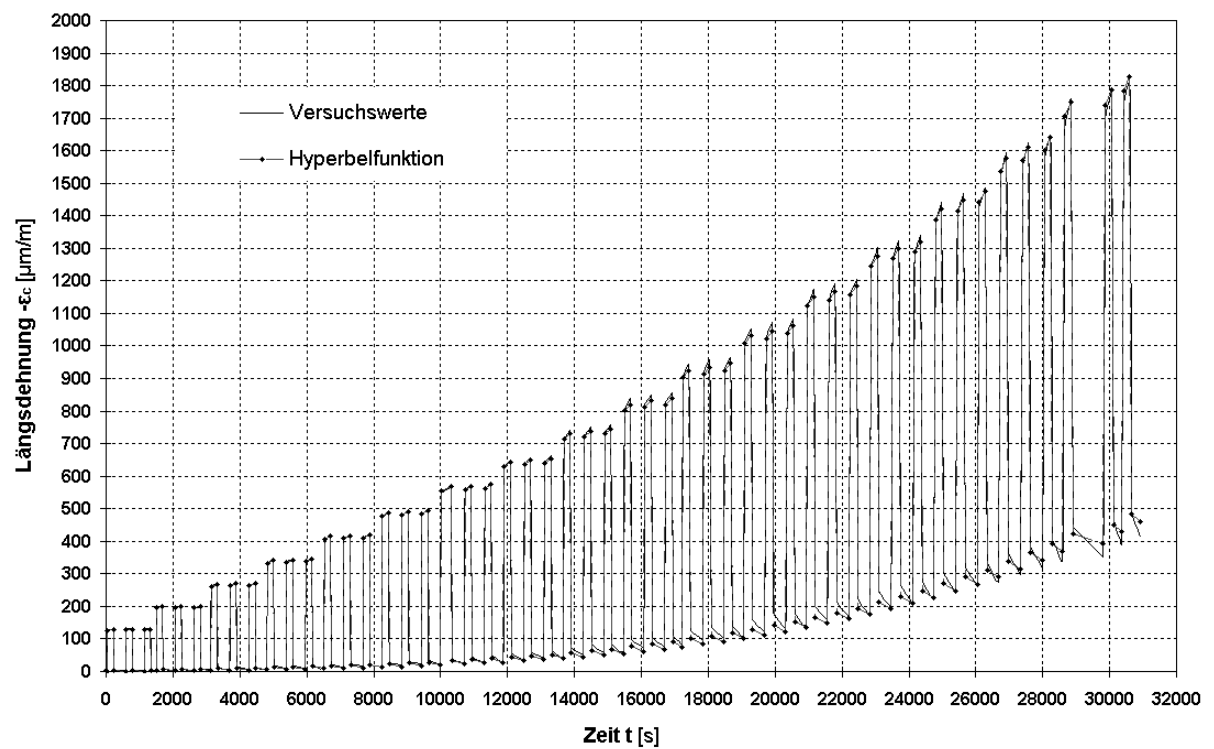


Bild A2.2: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C01 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

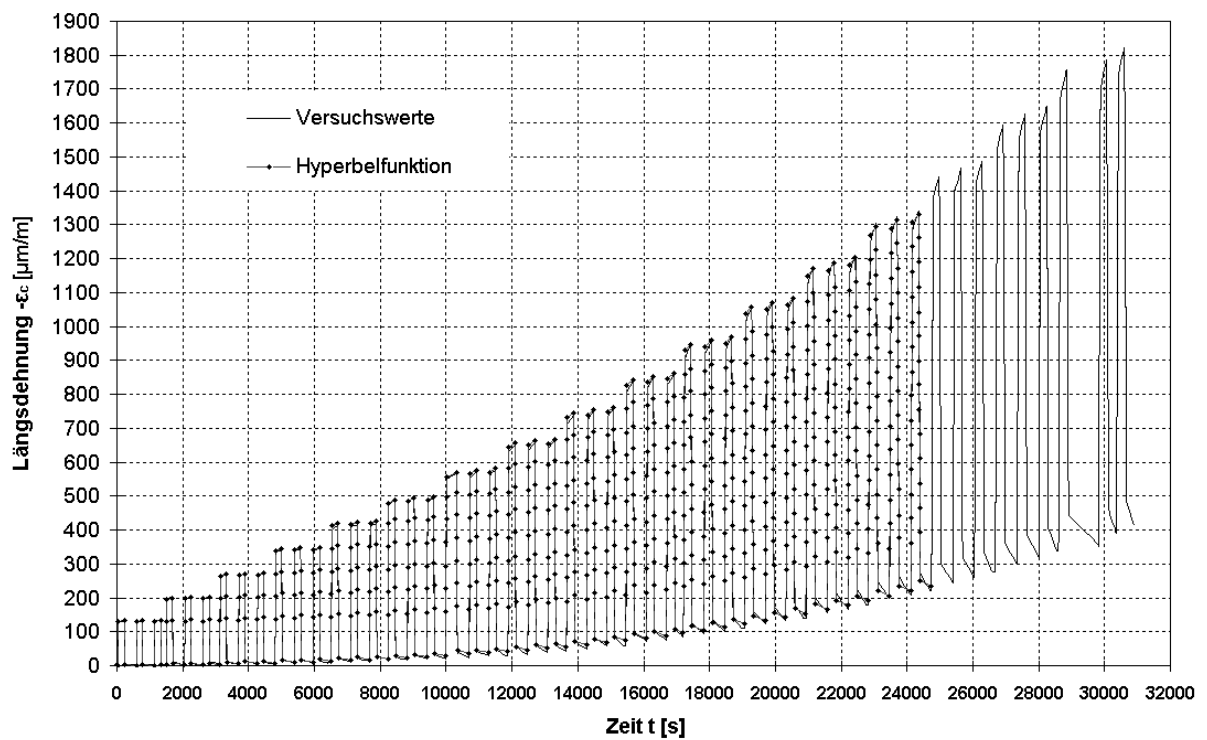


Bild A2.3: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C01 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

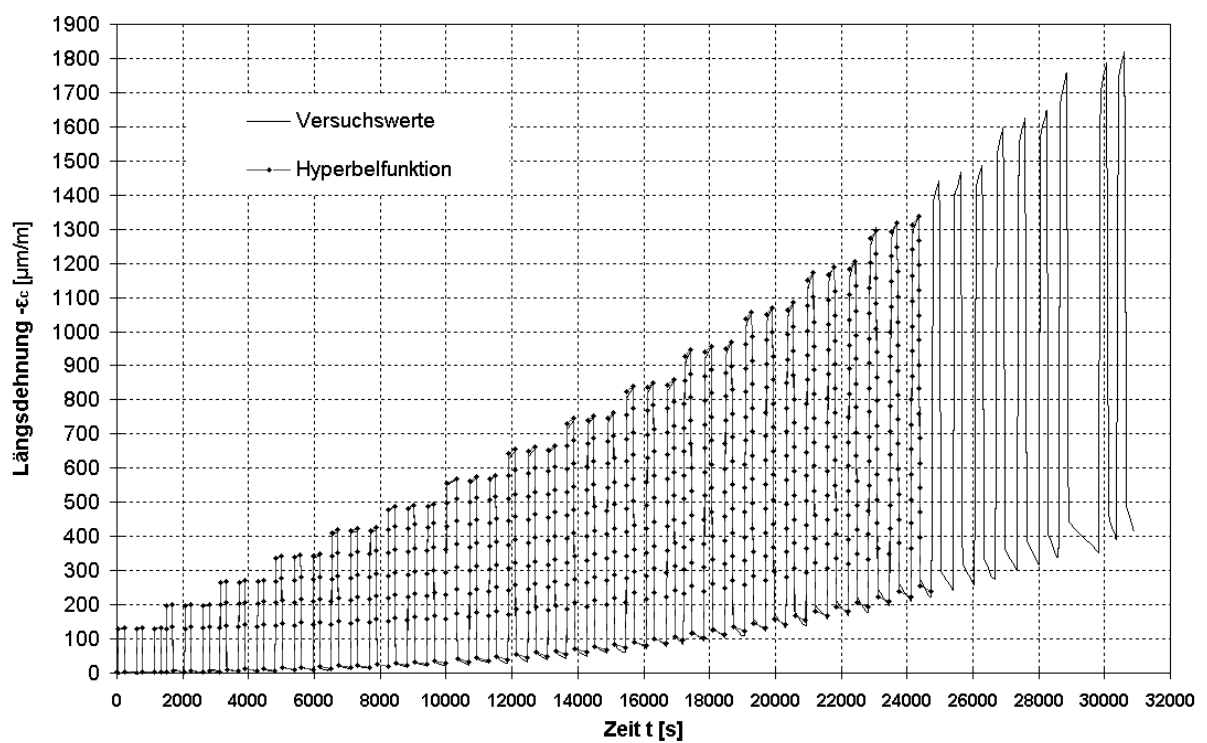


Bild A2.4: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C01 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

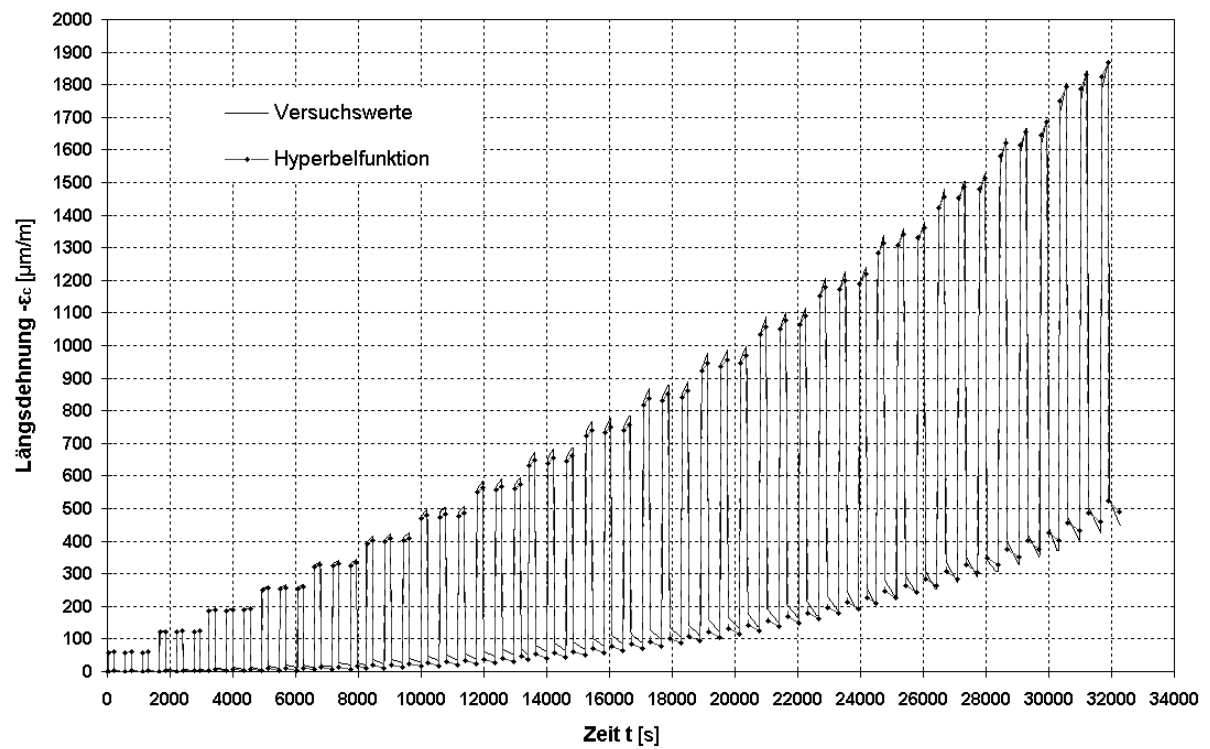


Bild A2.5: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C02 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

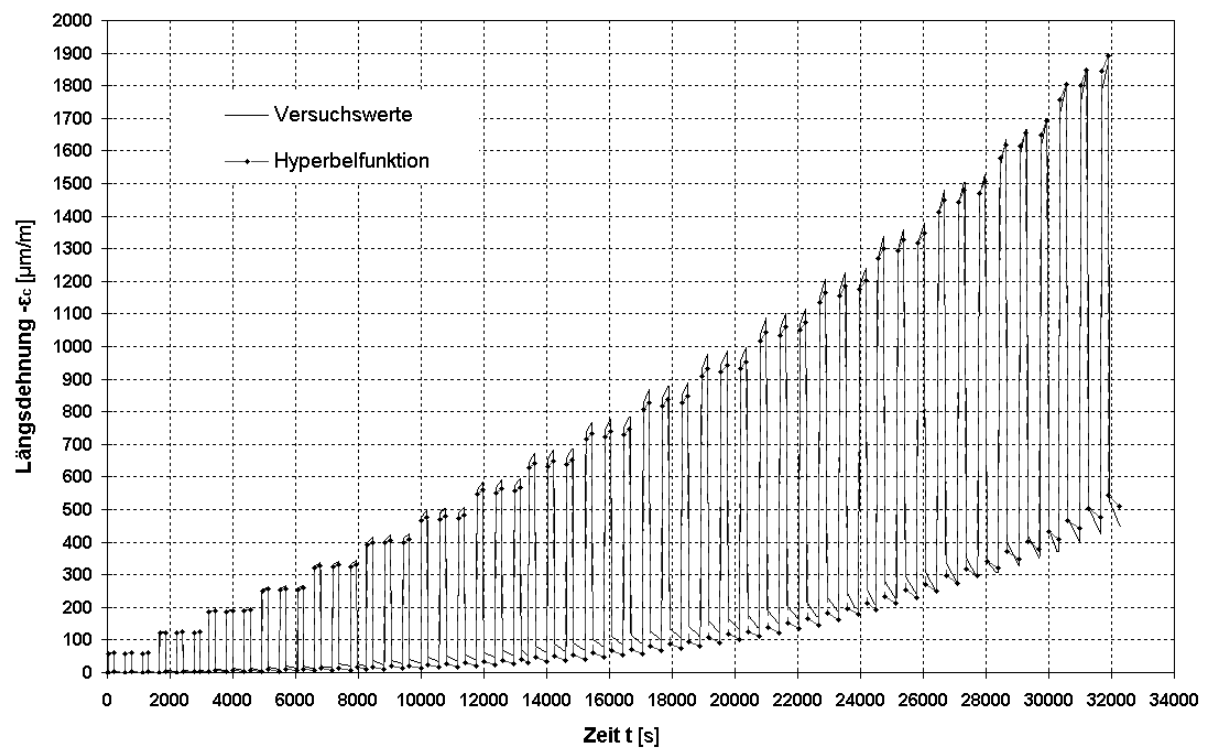


Bild A2.6: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C02 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

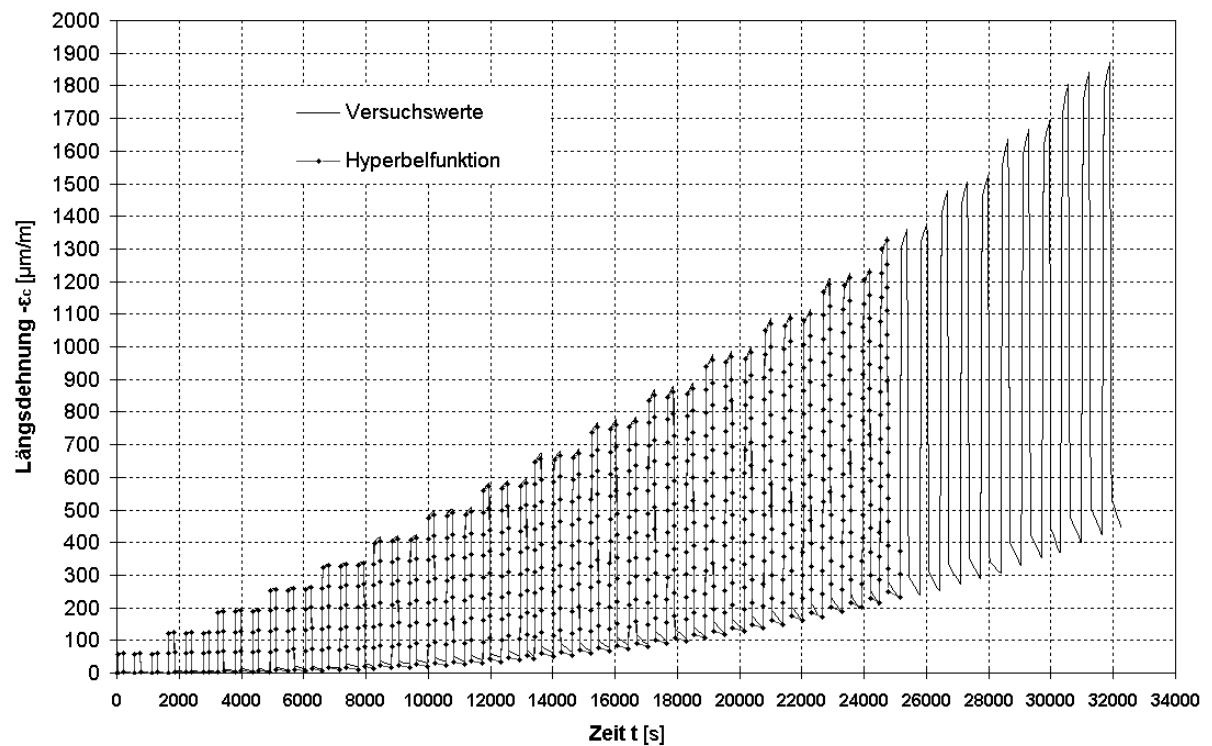


Bild A2.7: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C02 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

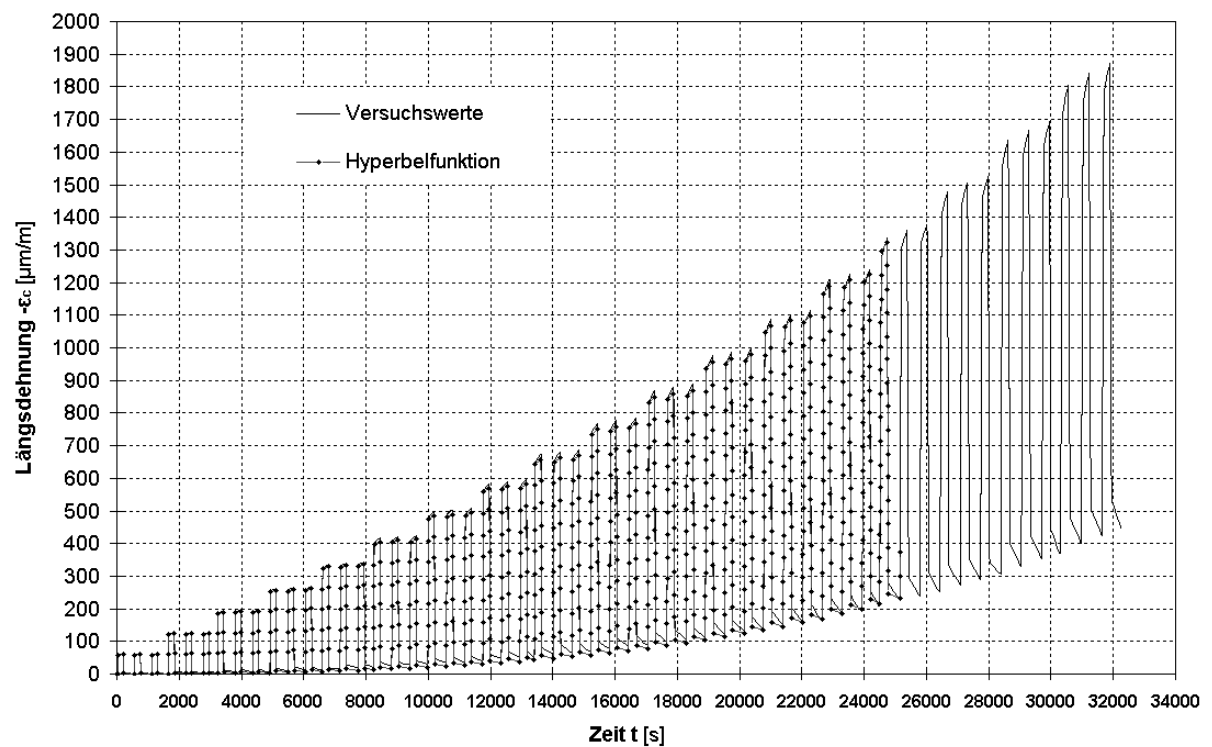


Bild A2.8: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C02 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

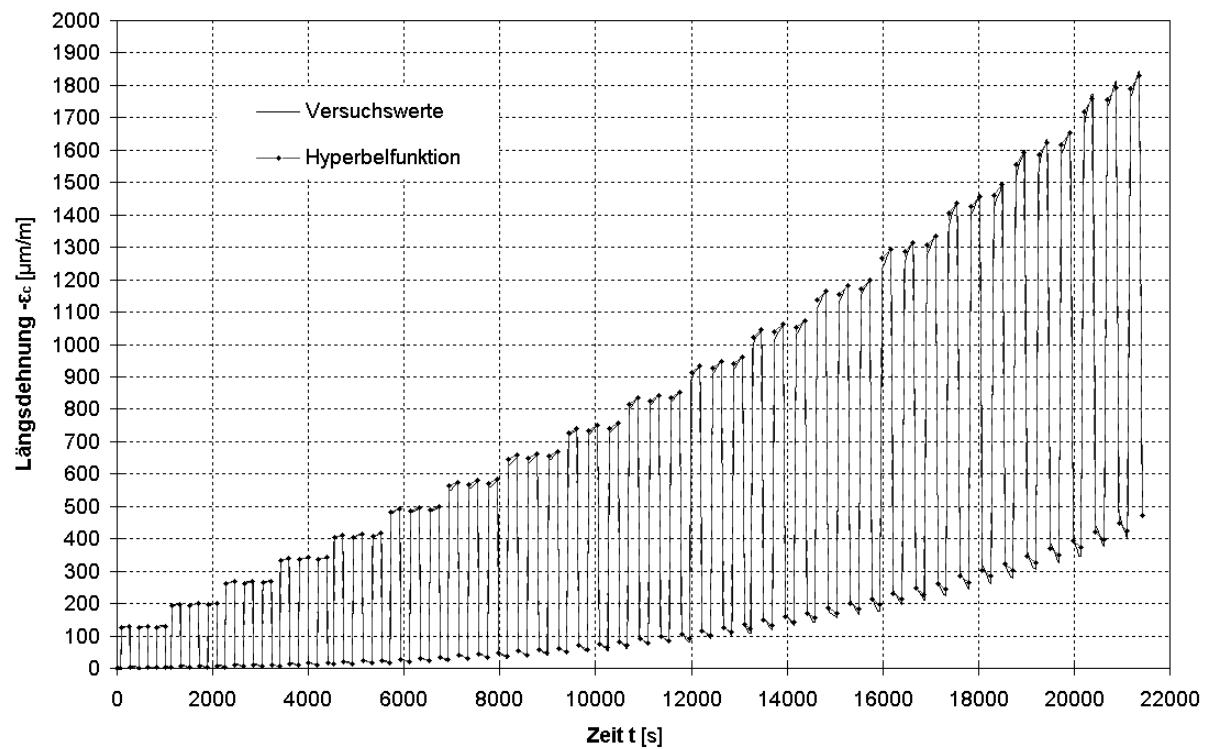


Bild A2.9: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C03 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

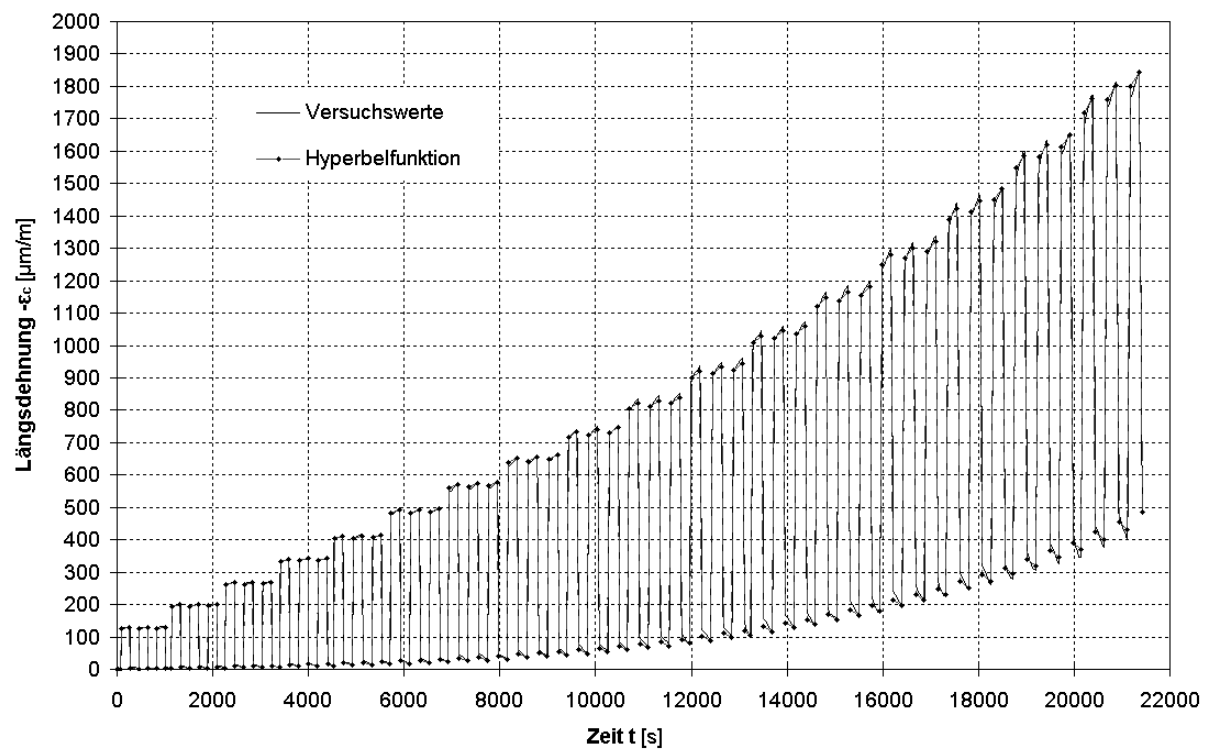


Bild A2.10: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C03 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

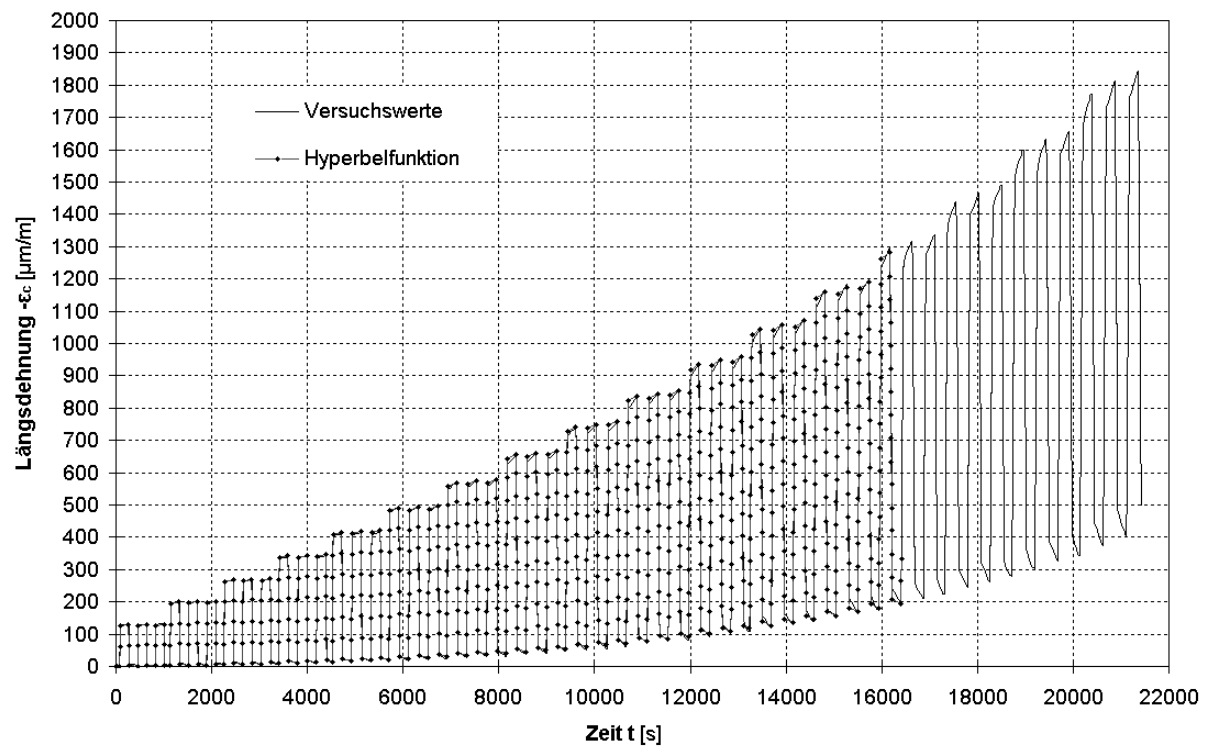


Bild A2.11: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C03 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

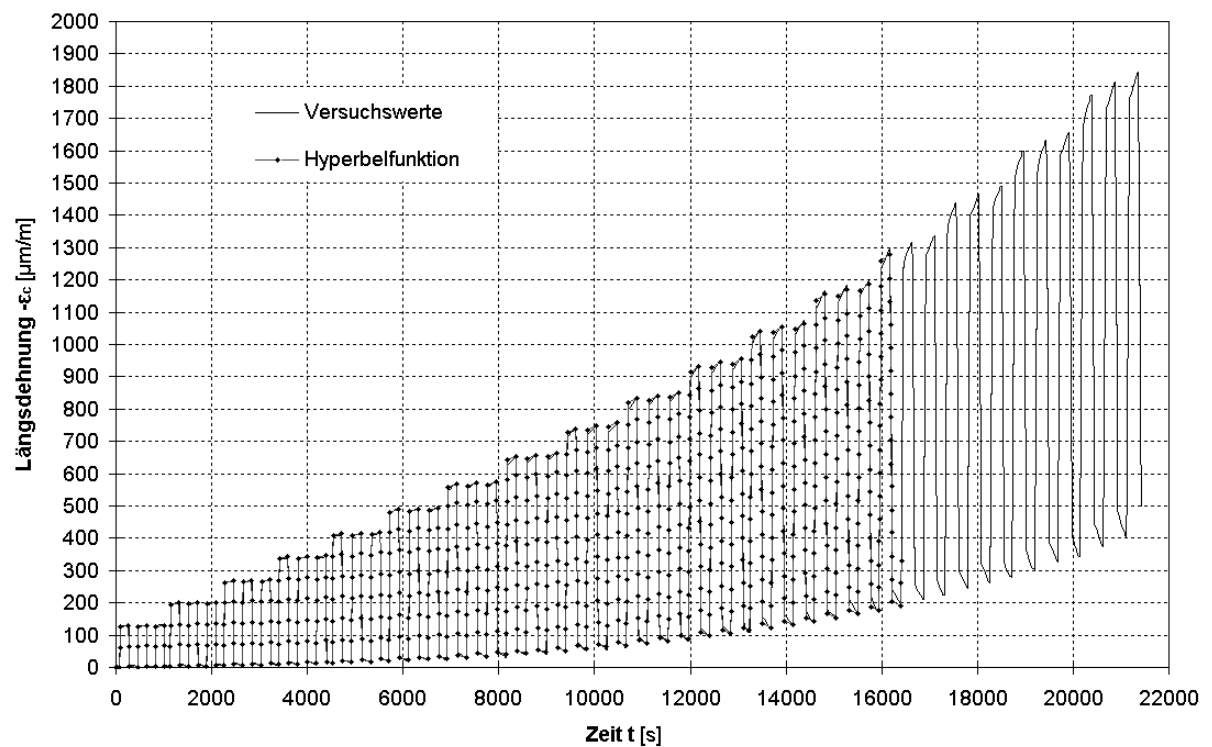


Bild A2.12: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C03 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

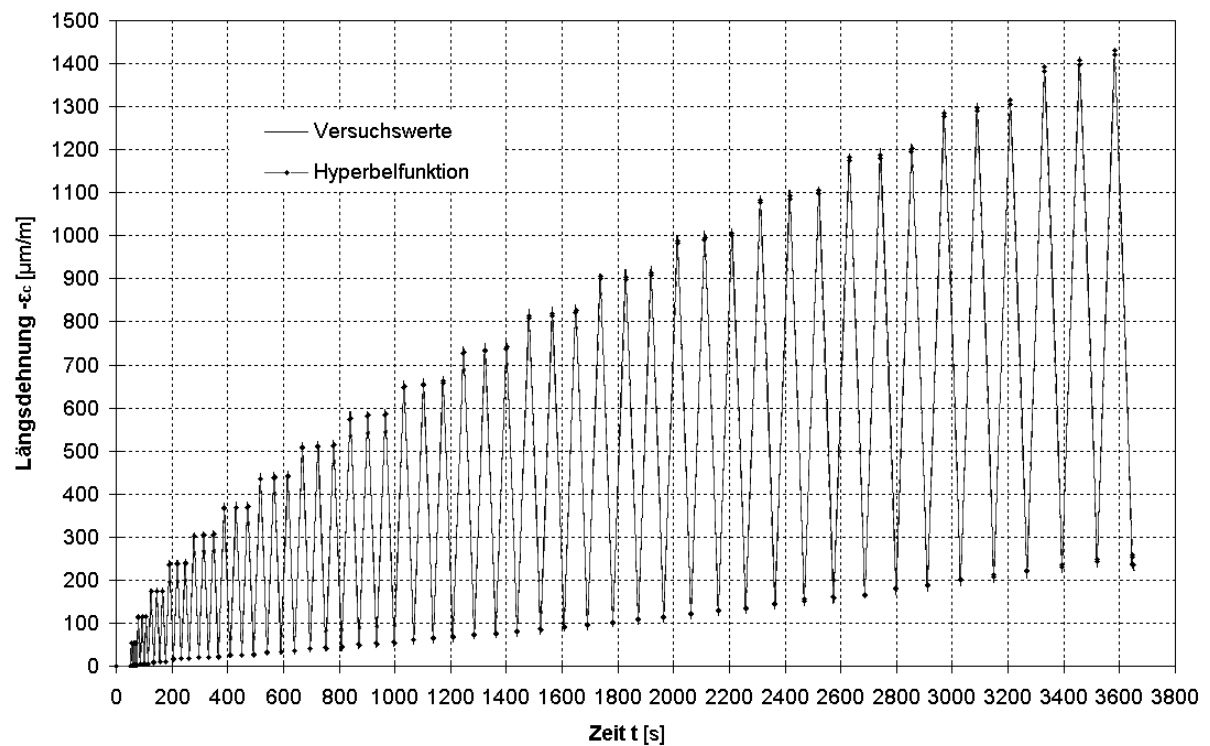


Bild A2.13: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C04 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

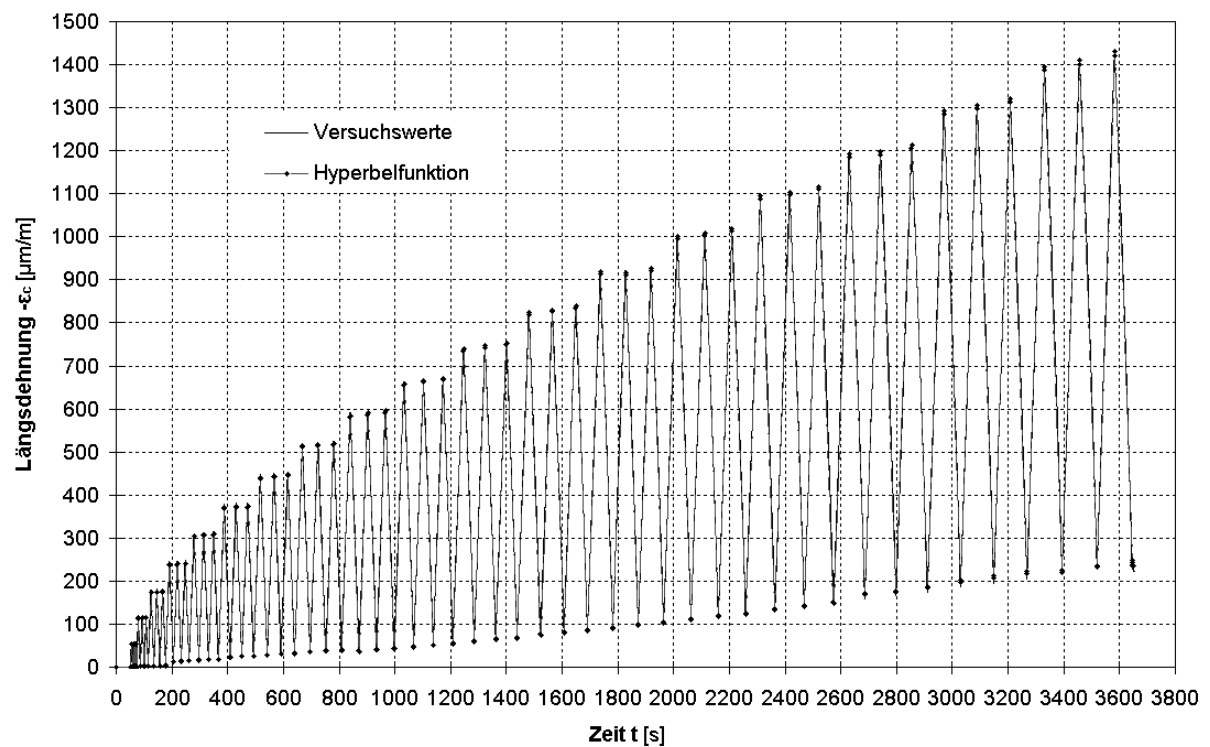


Bild A2.14: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C04 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

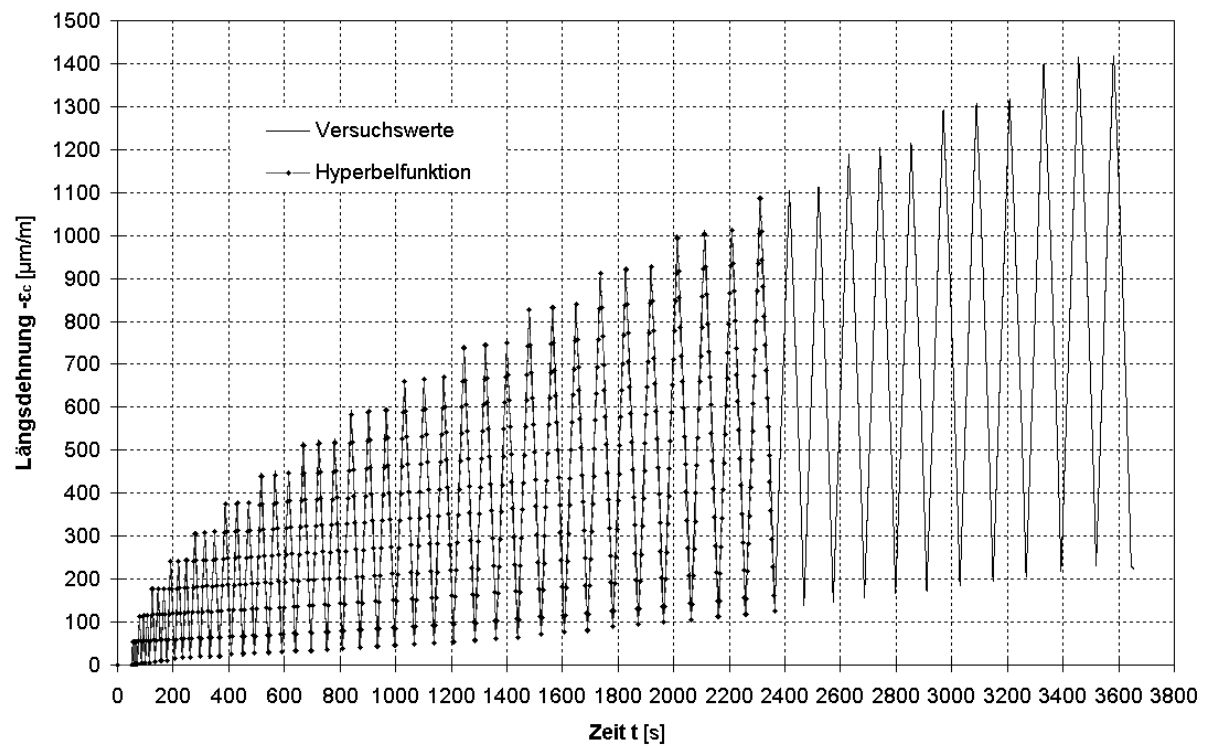


Bild A2.15: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C04 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

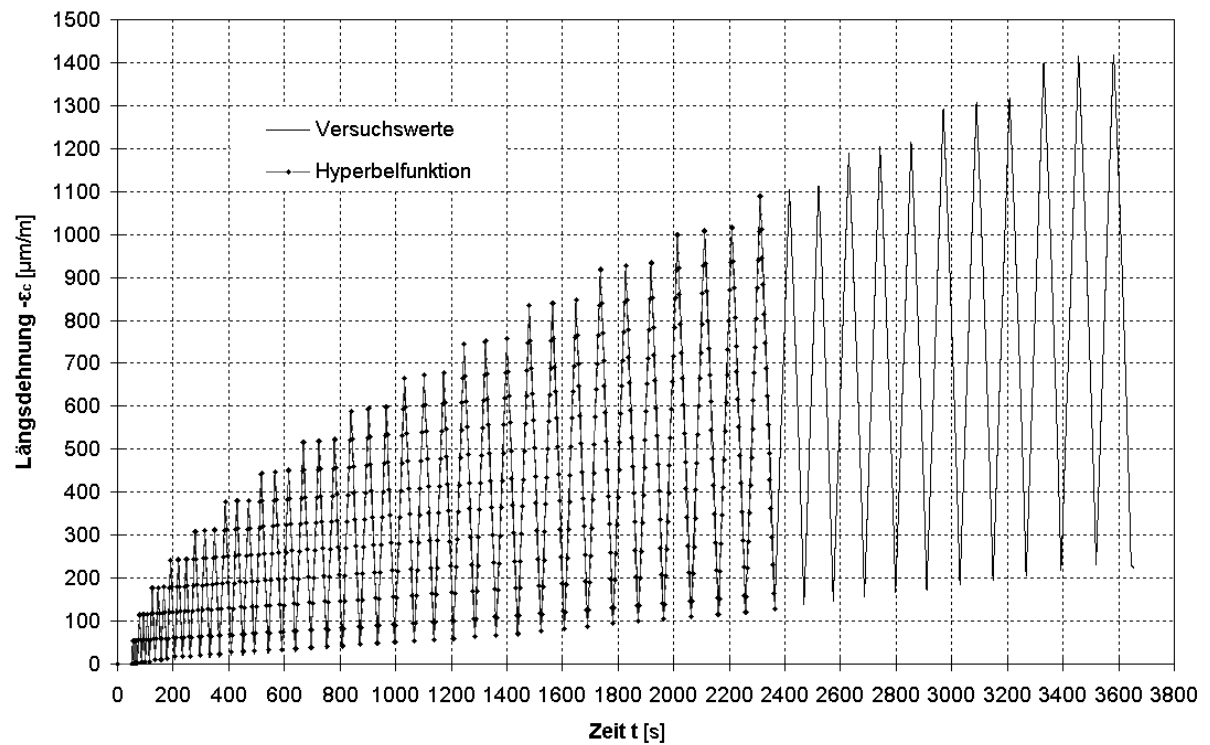


Bild A2.16: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C04 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

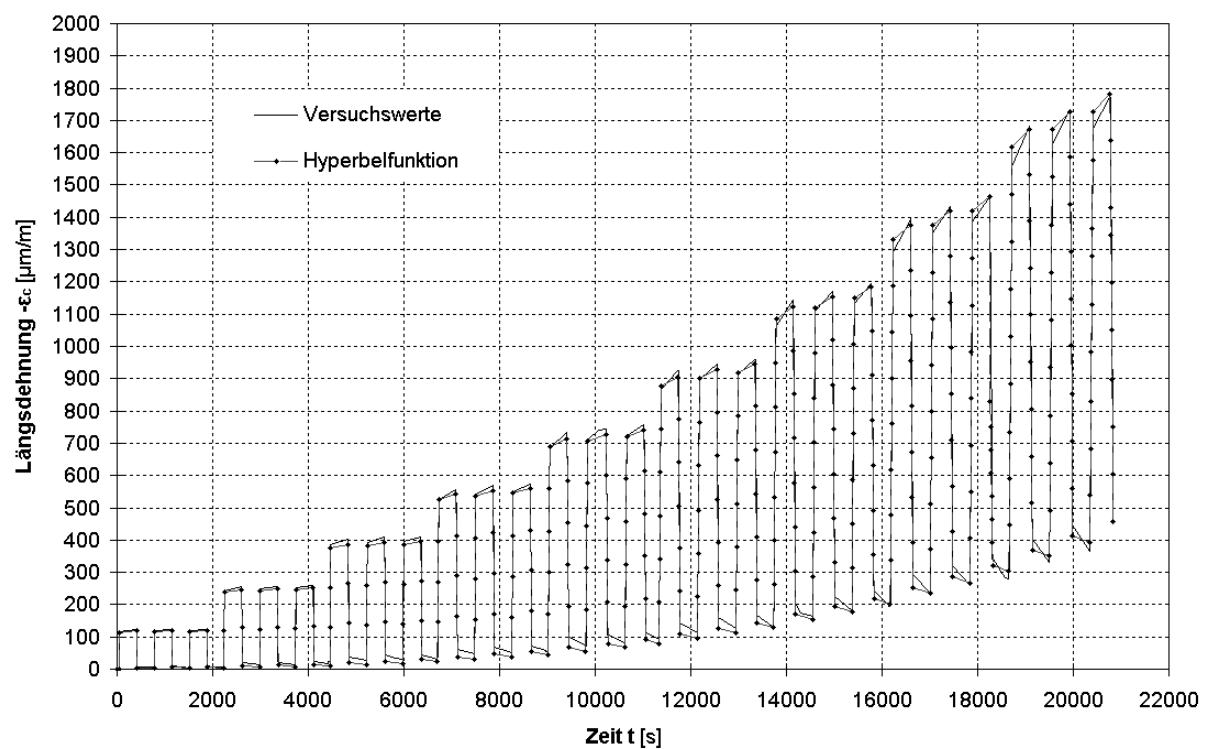


Bild A2.17: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C05 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

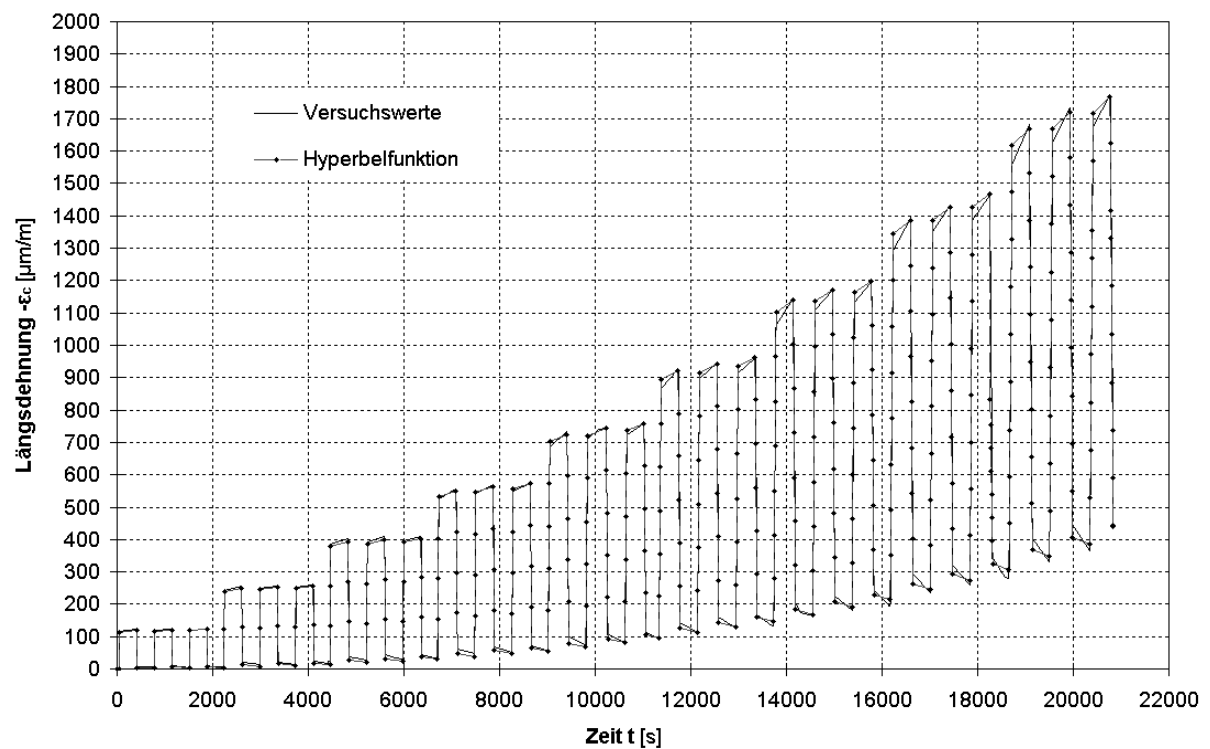


Bild A2.18: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C05 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

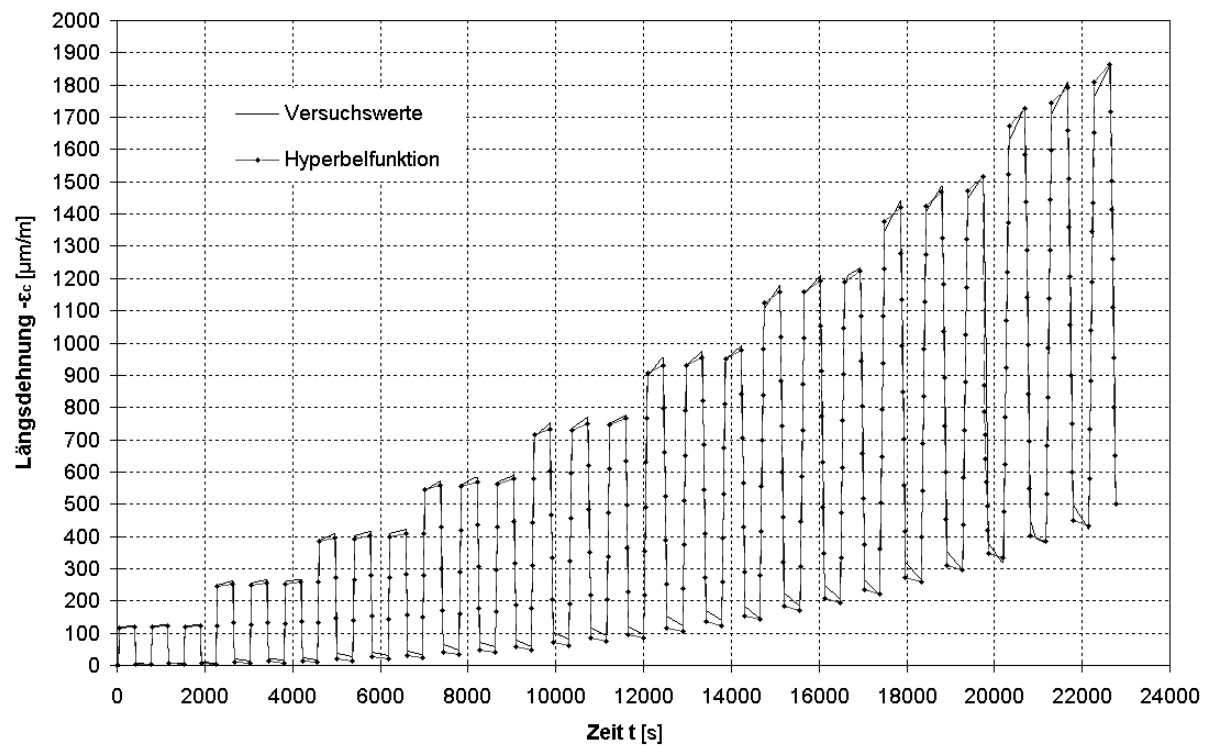


Bild A2.19: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C06 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

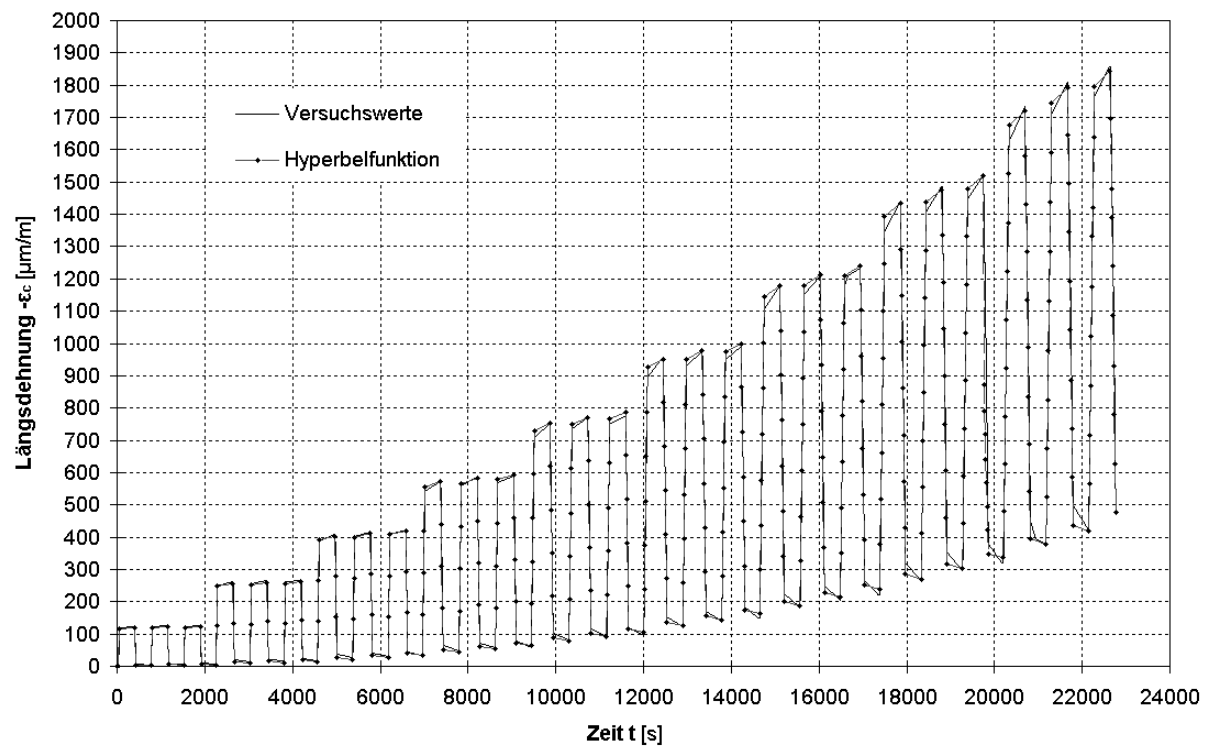


Bild A2.20: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C06 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

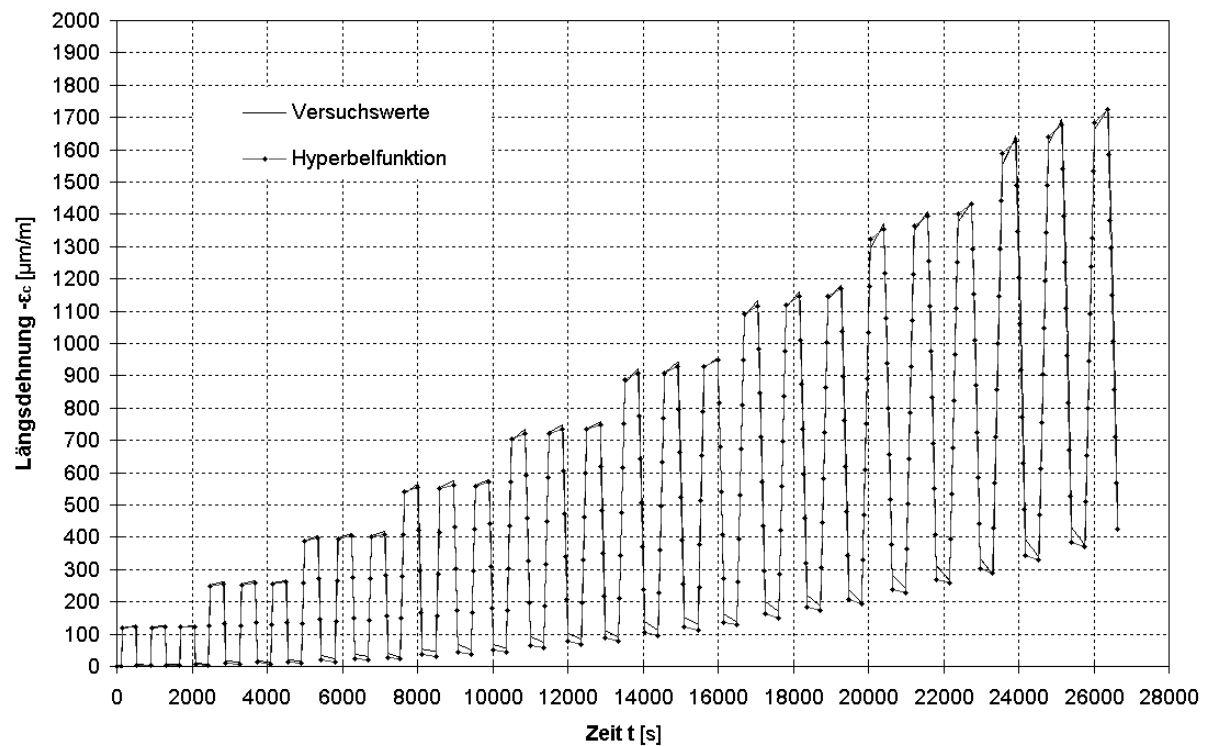


Bild A2.21: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C07 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

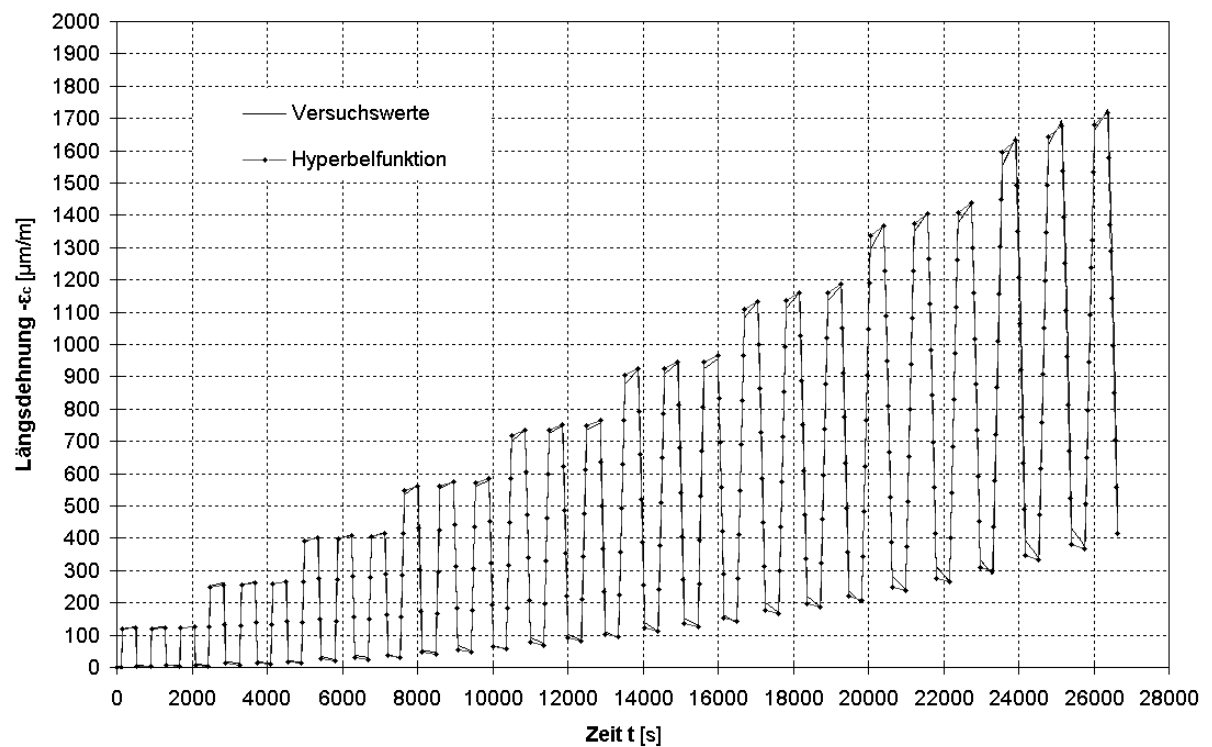


Bild A2.22: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C07 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

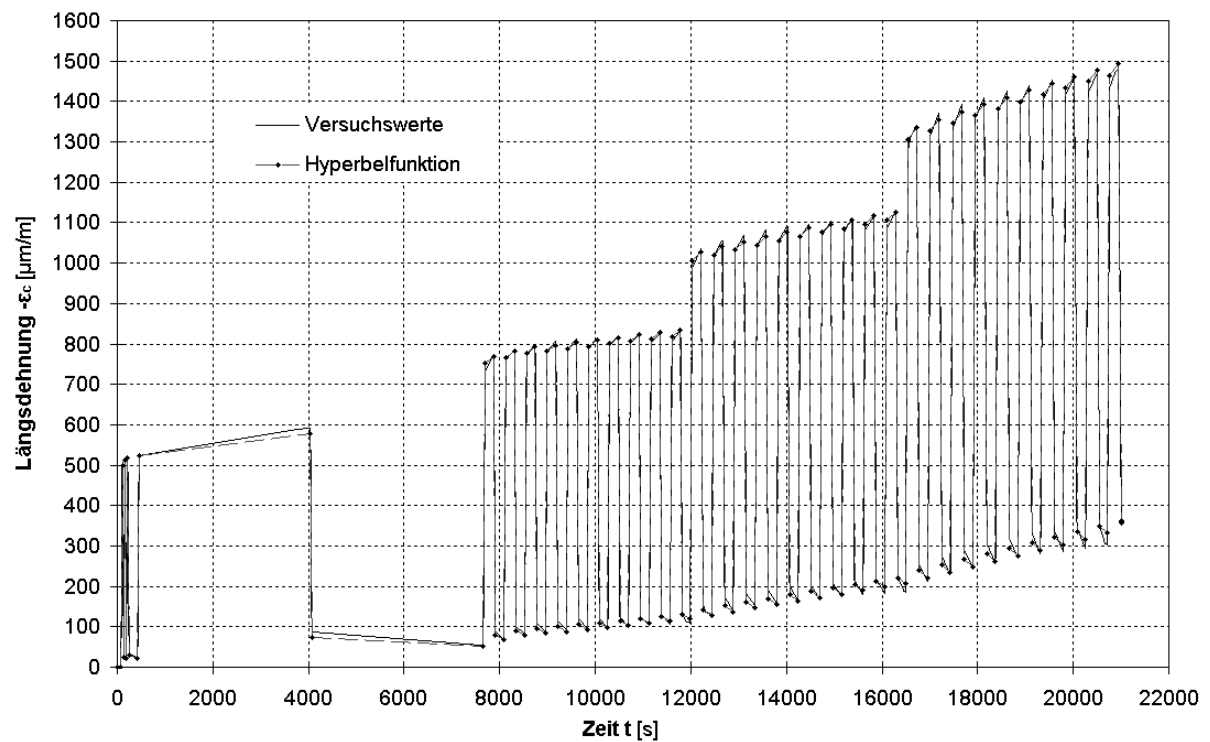


Bild A2.23: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C08 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 2

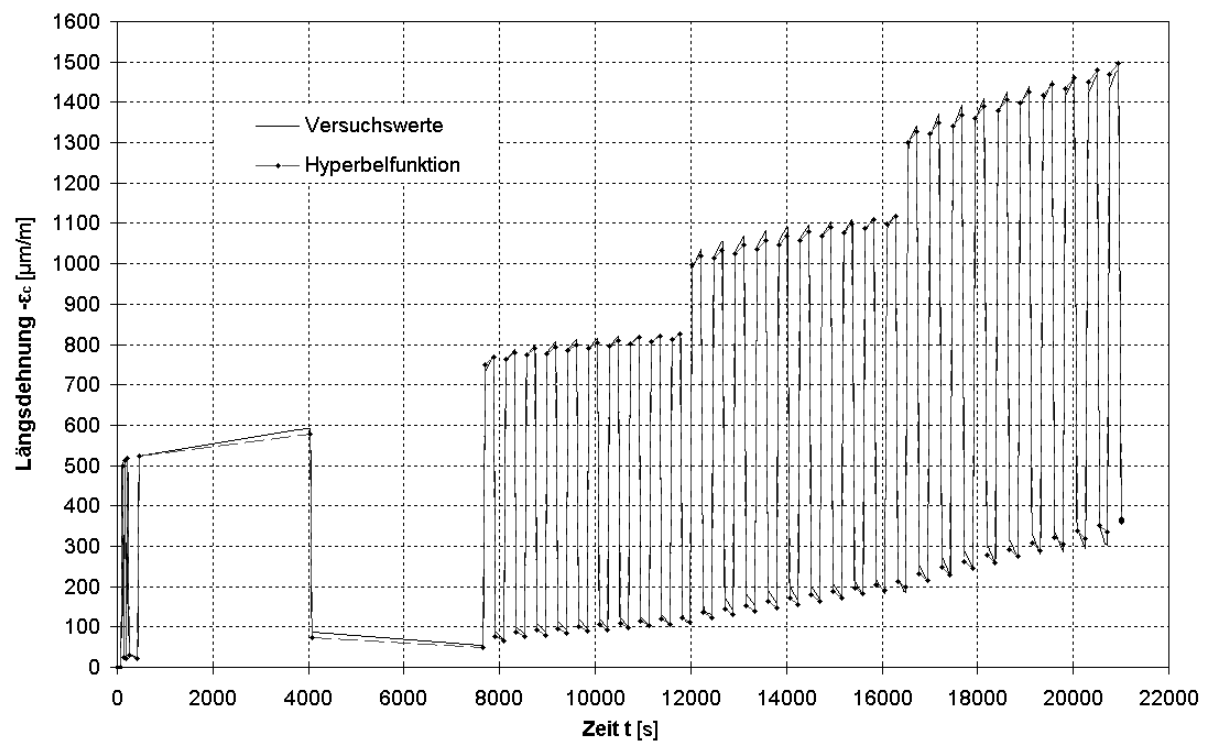


Bild A2.24: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C08 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 2

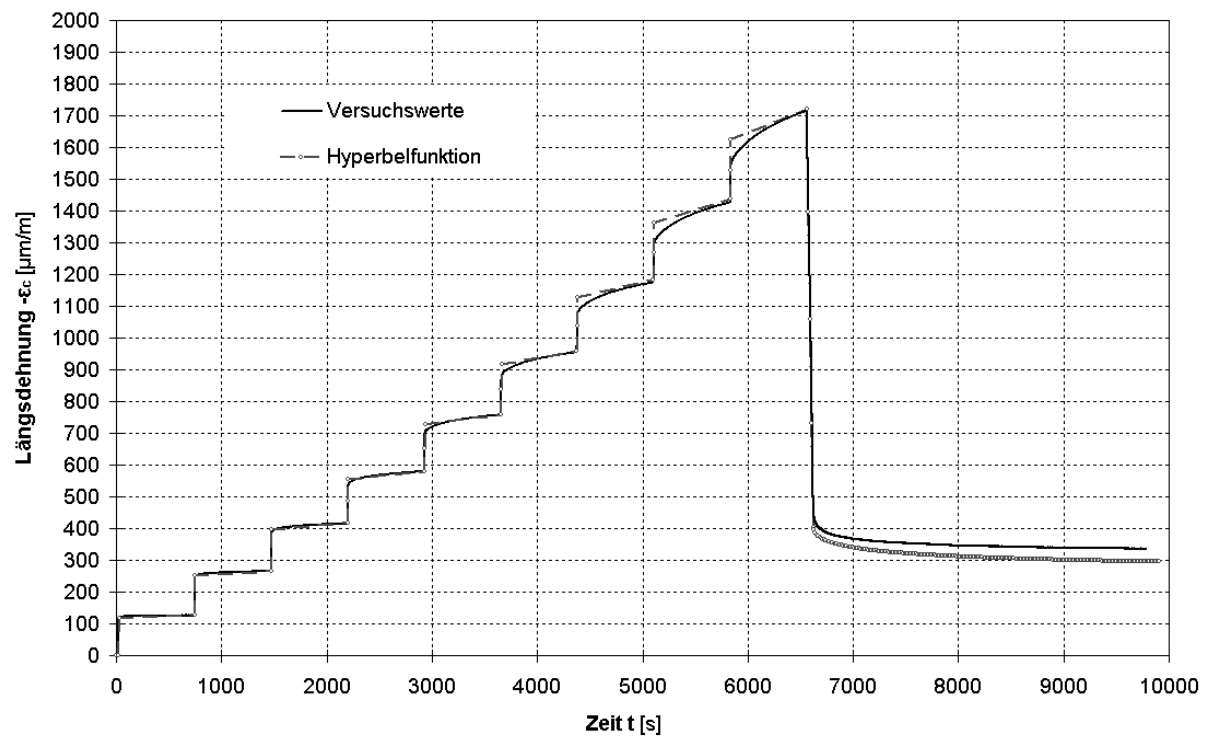


Bild A2.25: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C09 (Modell MODEL CODE 90/EC 2)
Diskretisierung nach Verfahren 1

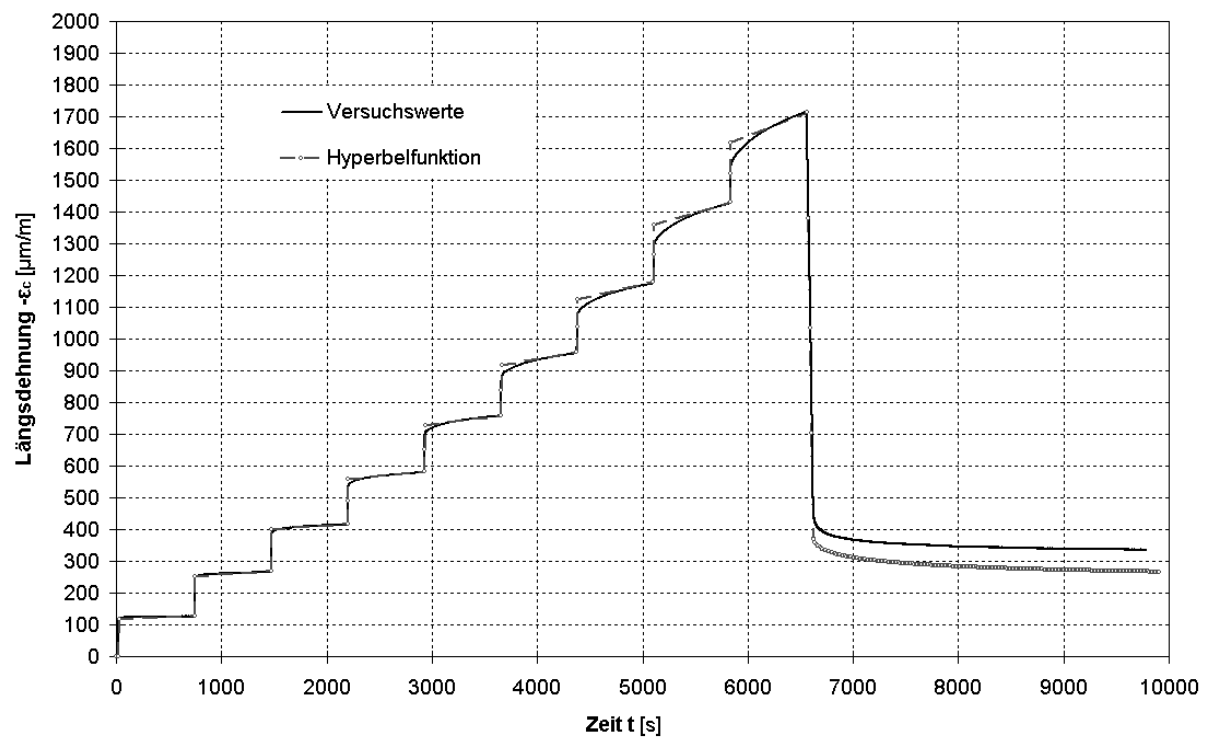


Bild A2.26: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe C09 (Modell Bažant et al.)
Diskretisierung nach Verfahren 1

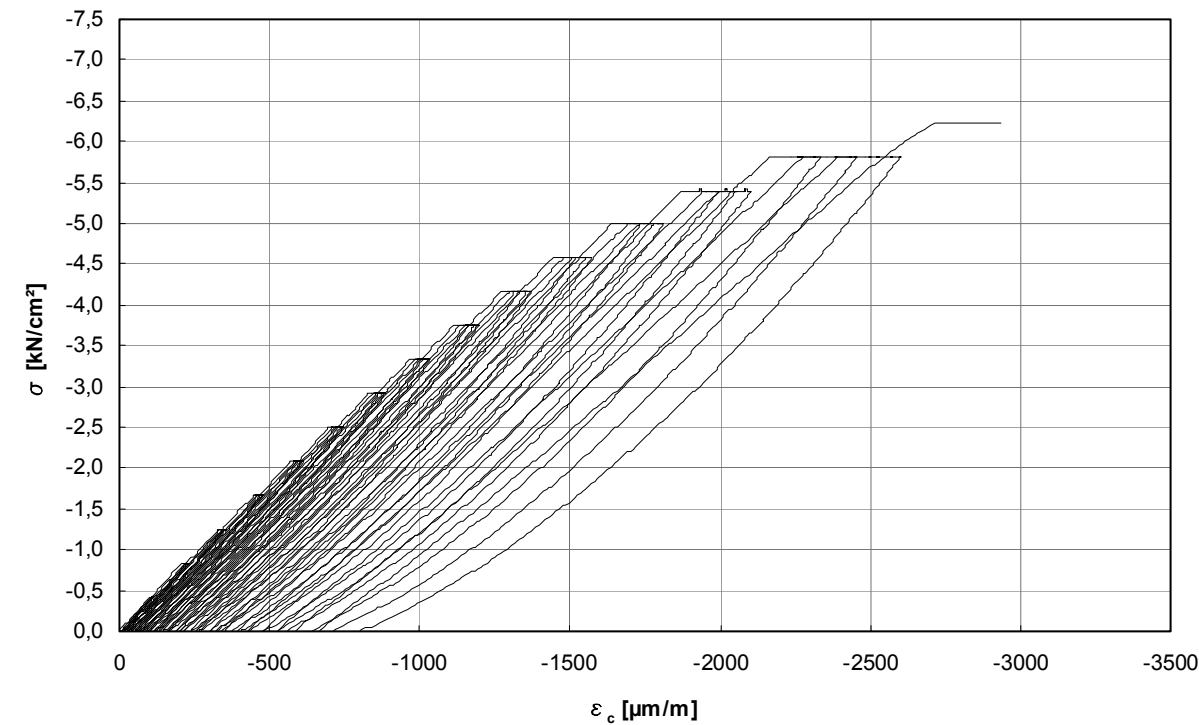


Bild B1.1: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-07

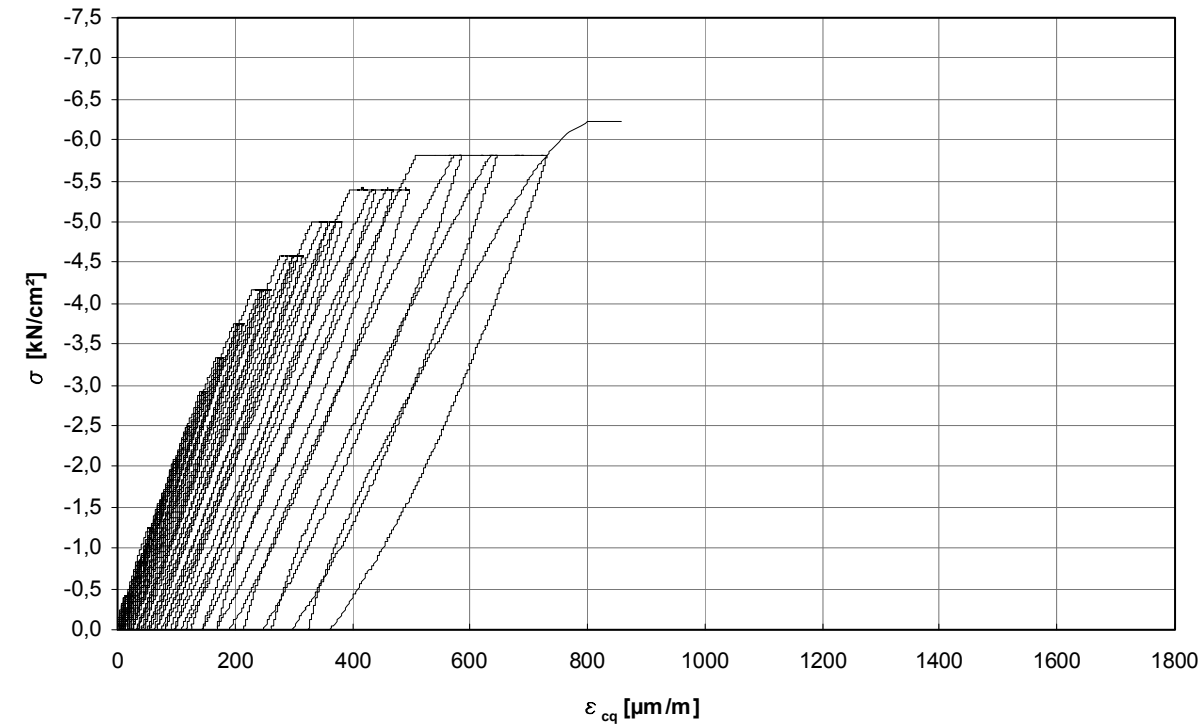


Bild B1.2: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-07

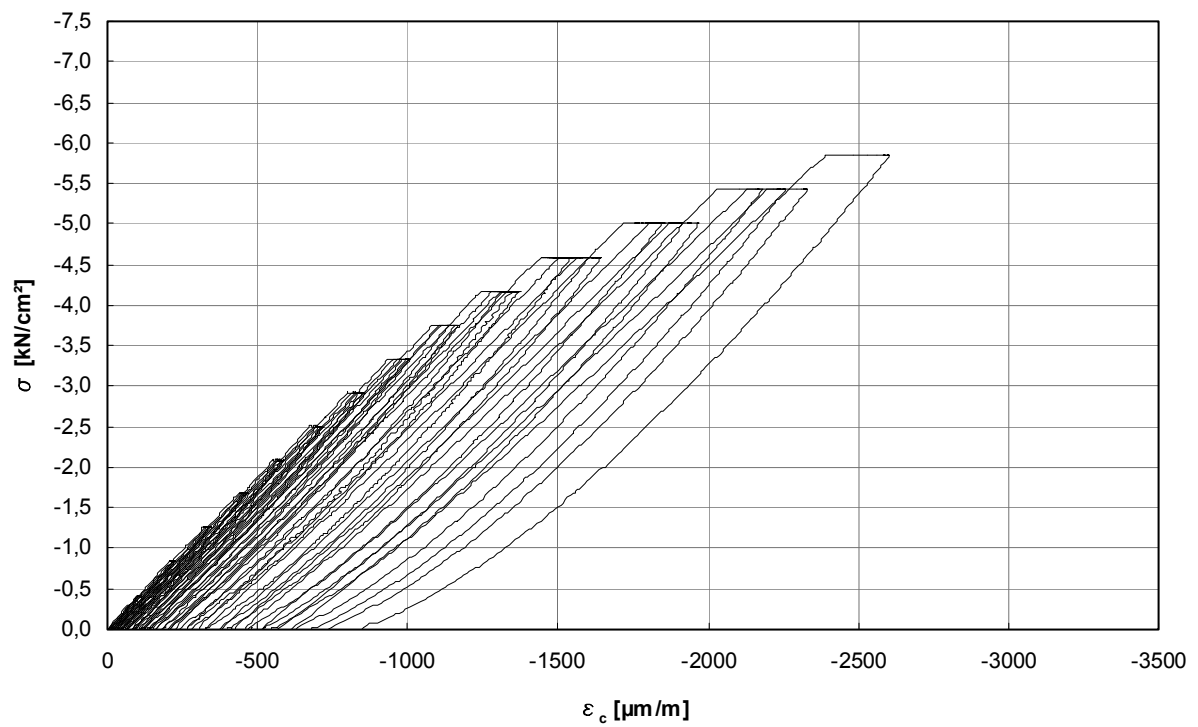


Bild B1.3: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-07

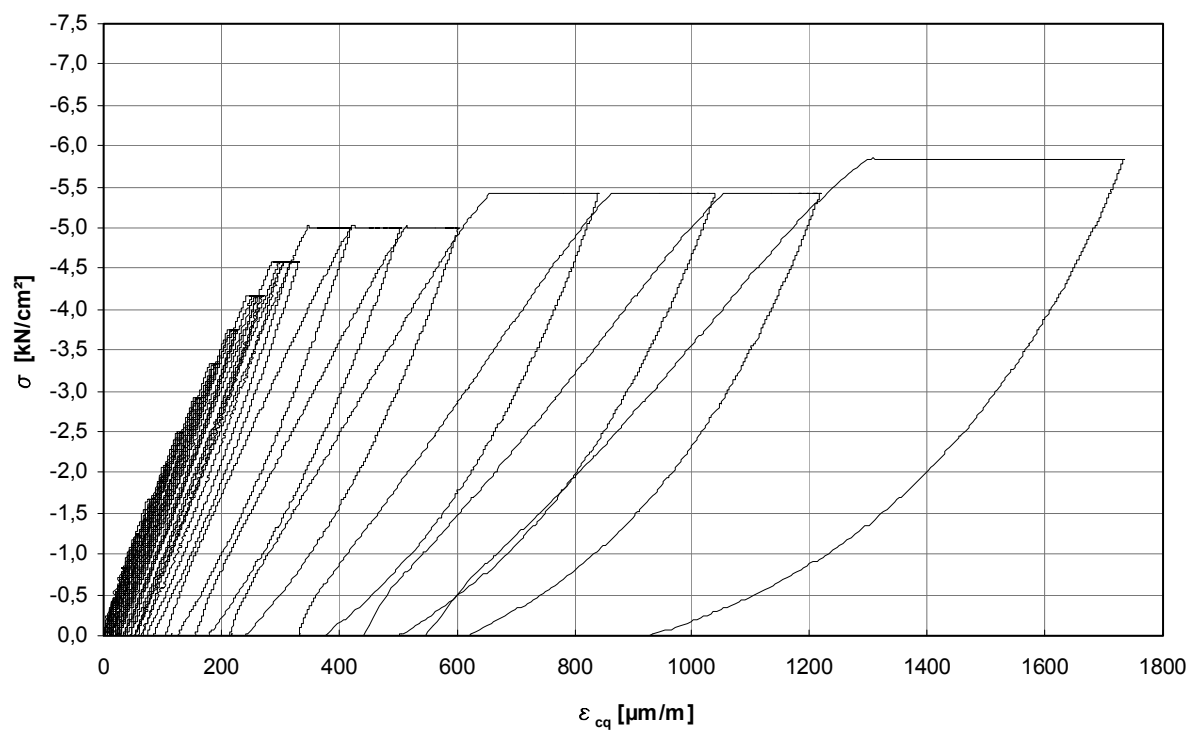


Bild B1.4: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-07

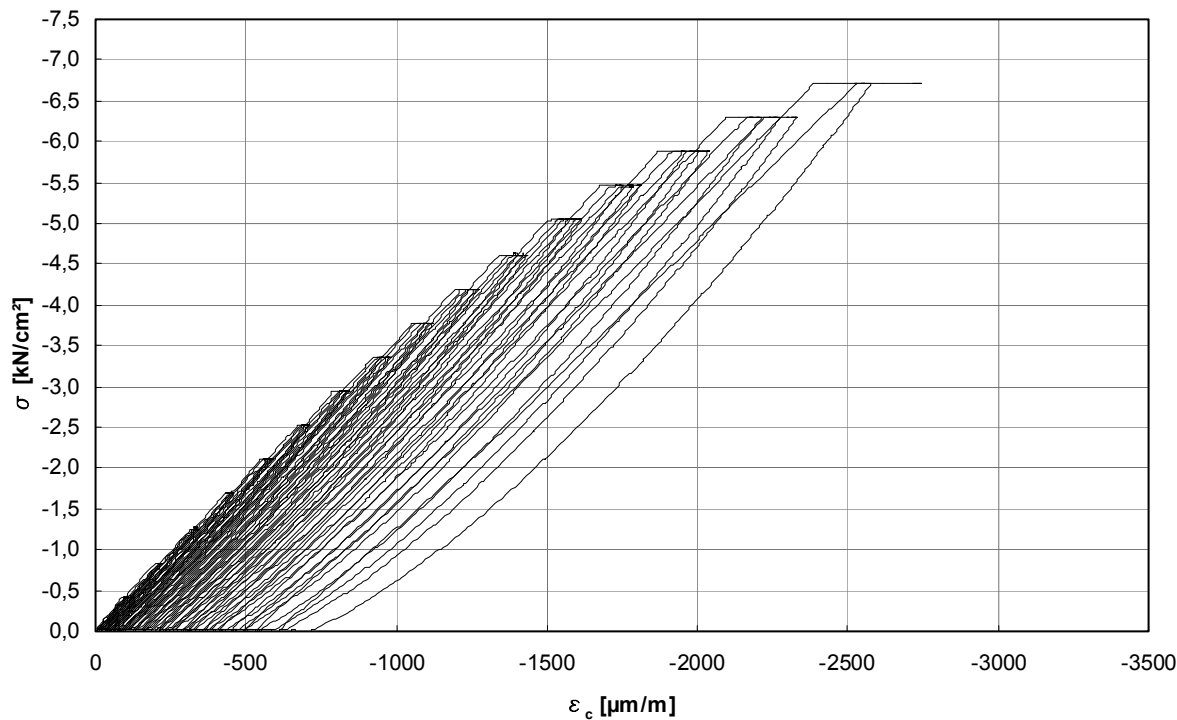


Bild B1.5: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-14

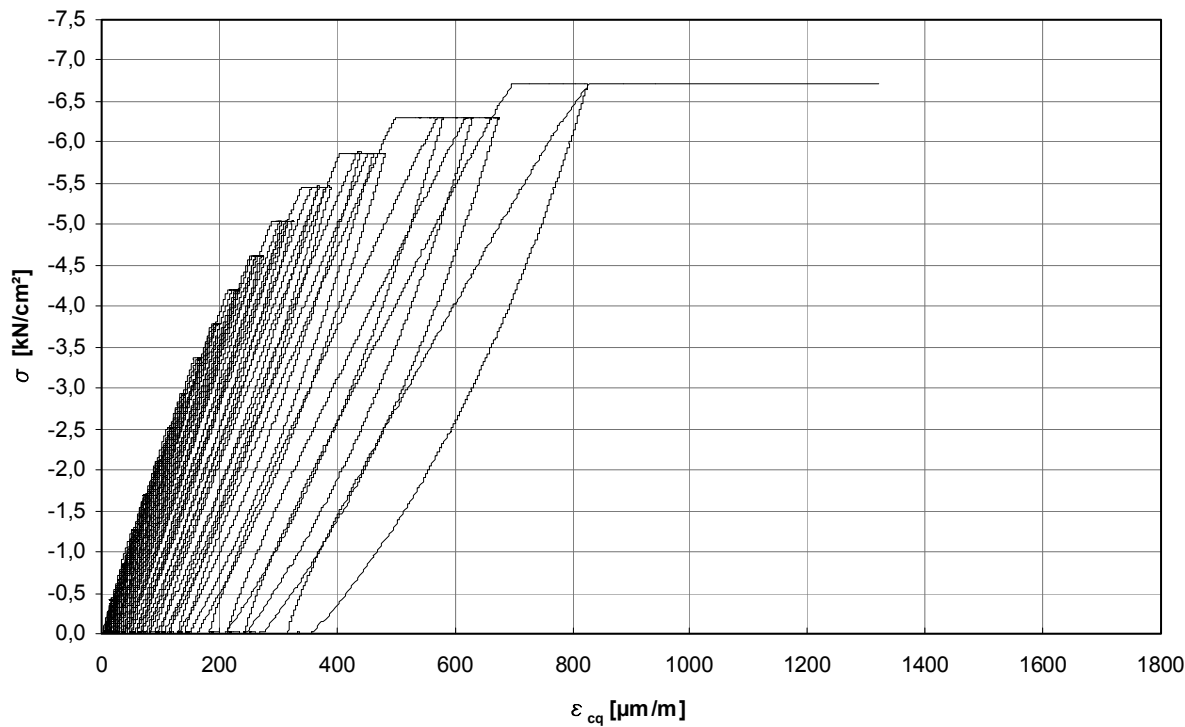


Bild B1.6: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-14

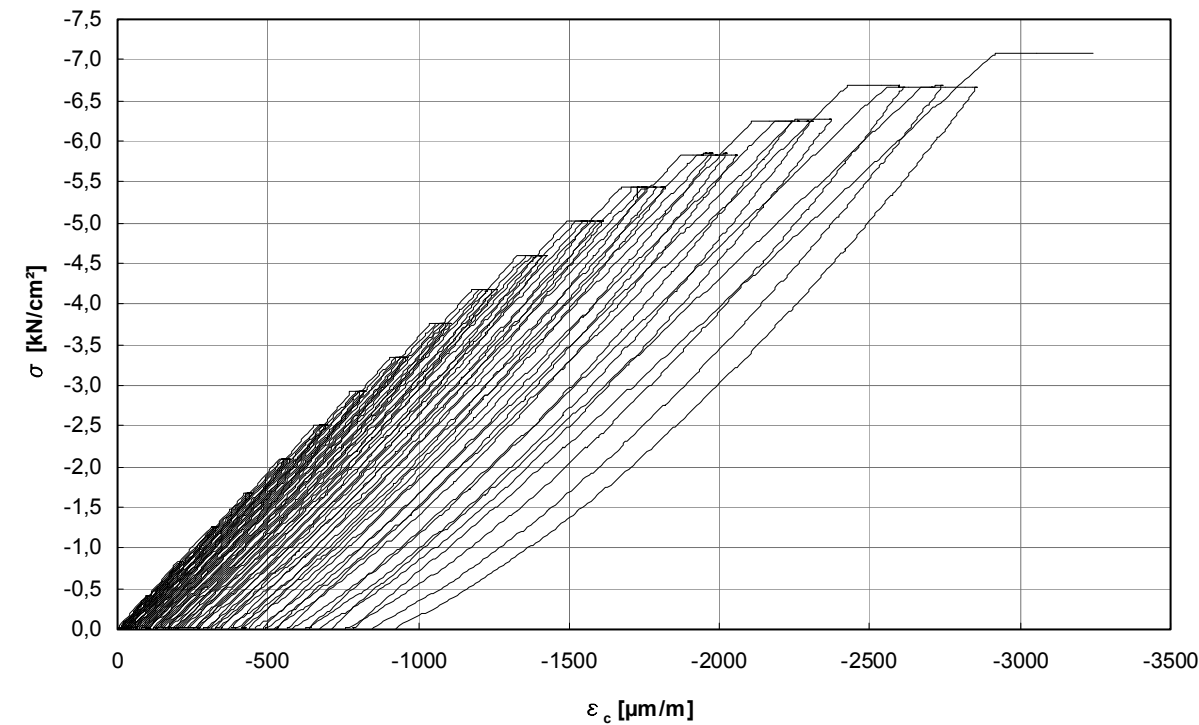


Bild B1.7: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-14

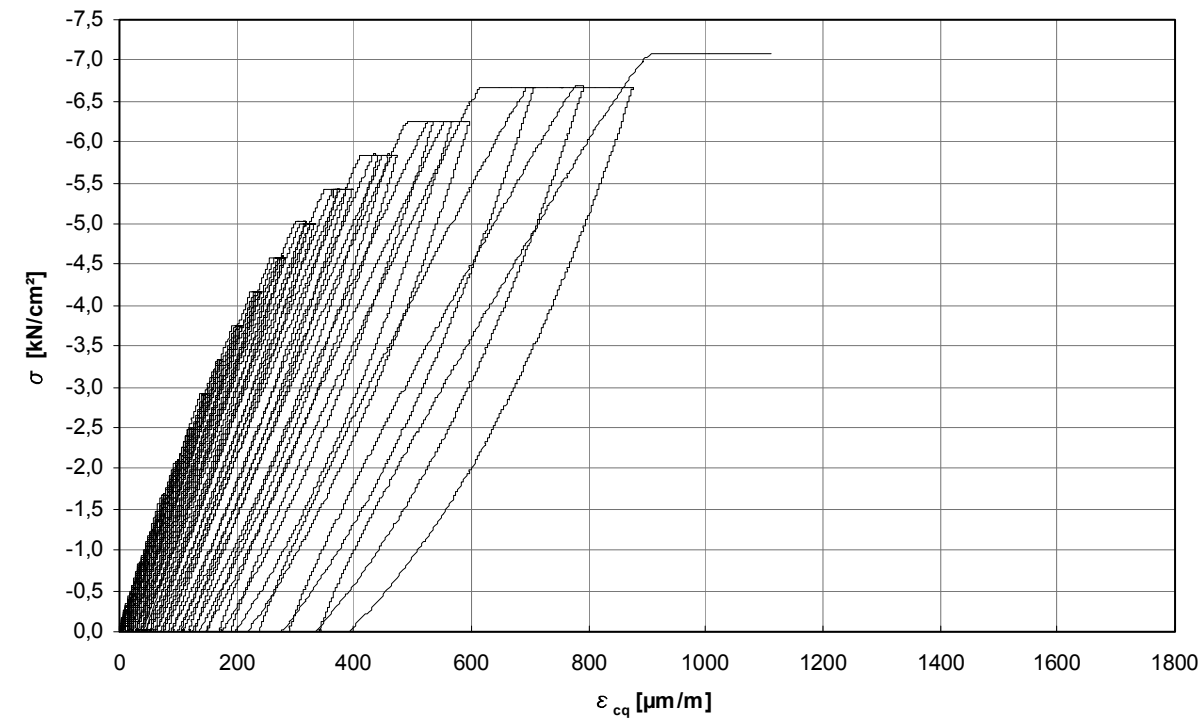


Bild B1.8: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-14

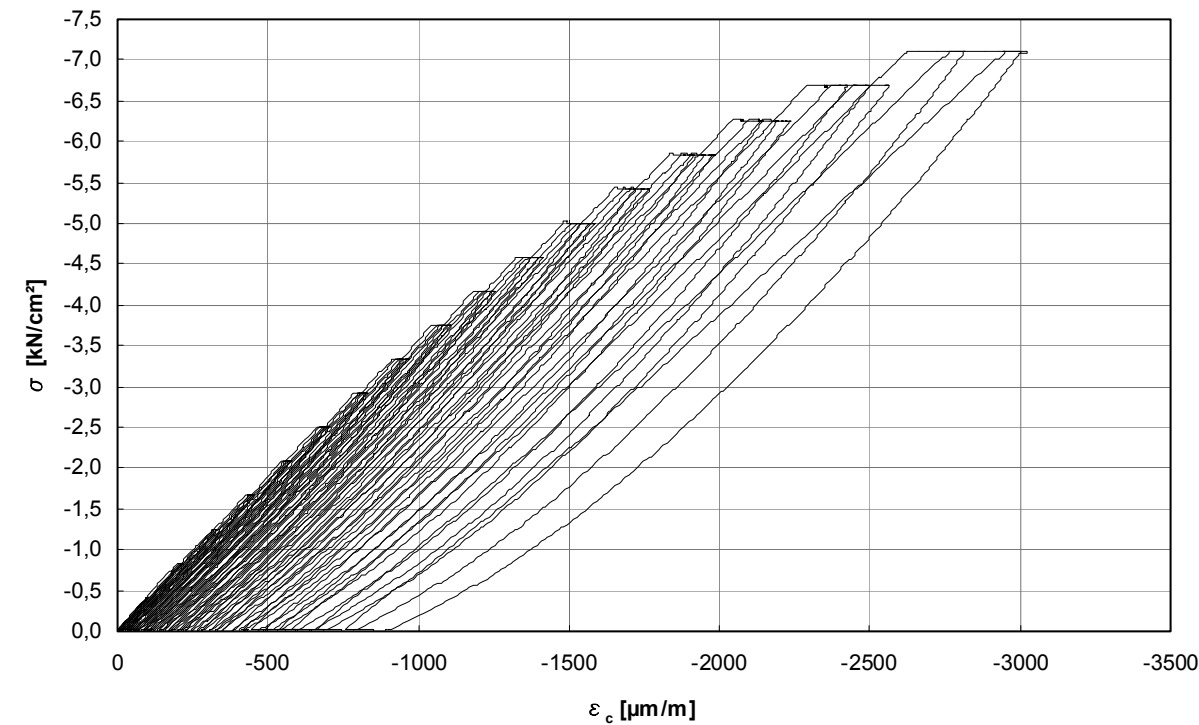


Bild B1.9: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-28

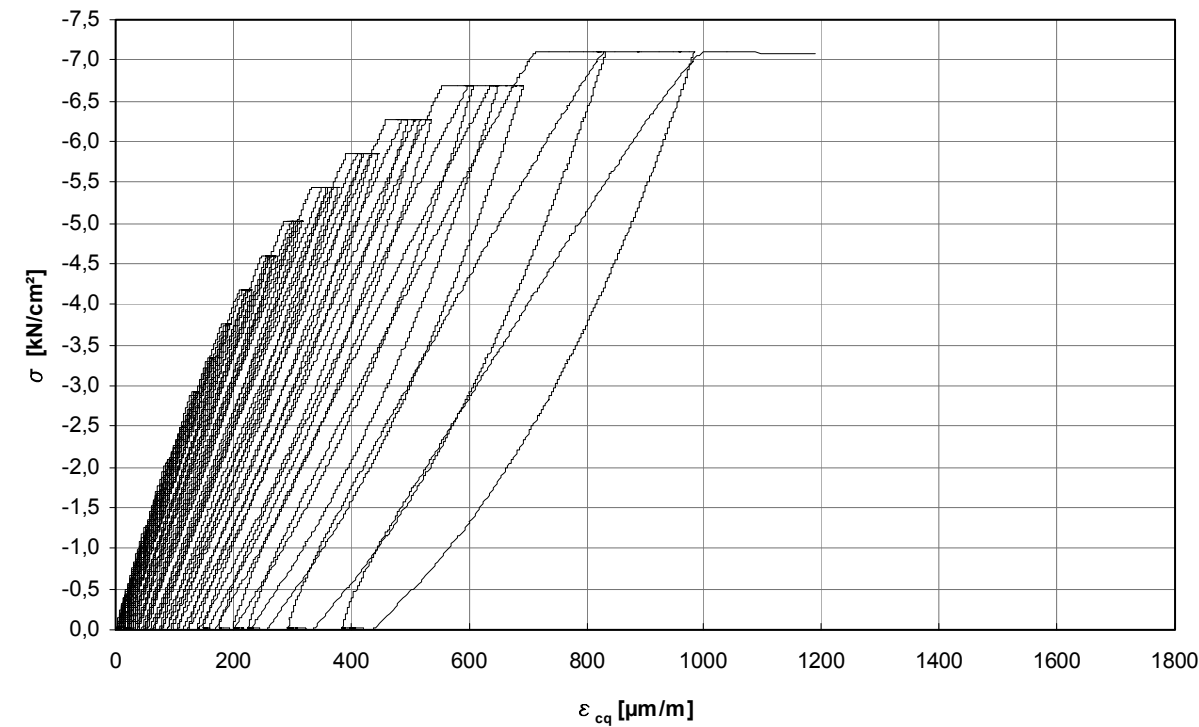


Bild B1.10: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-28

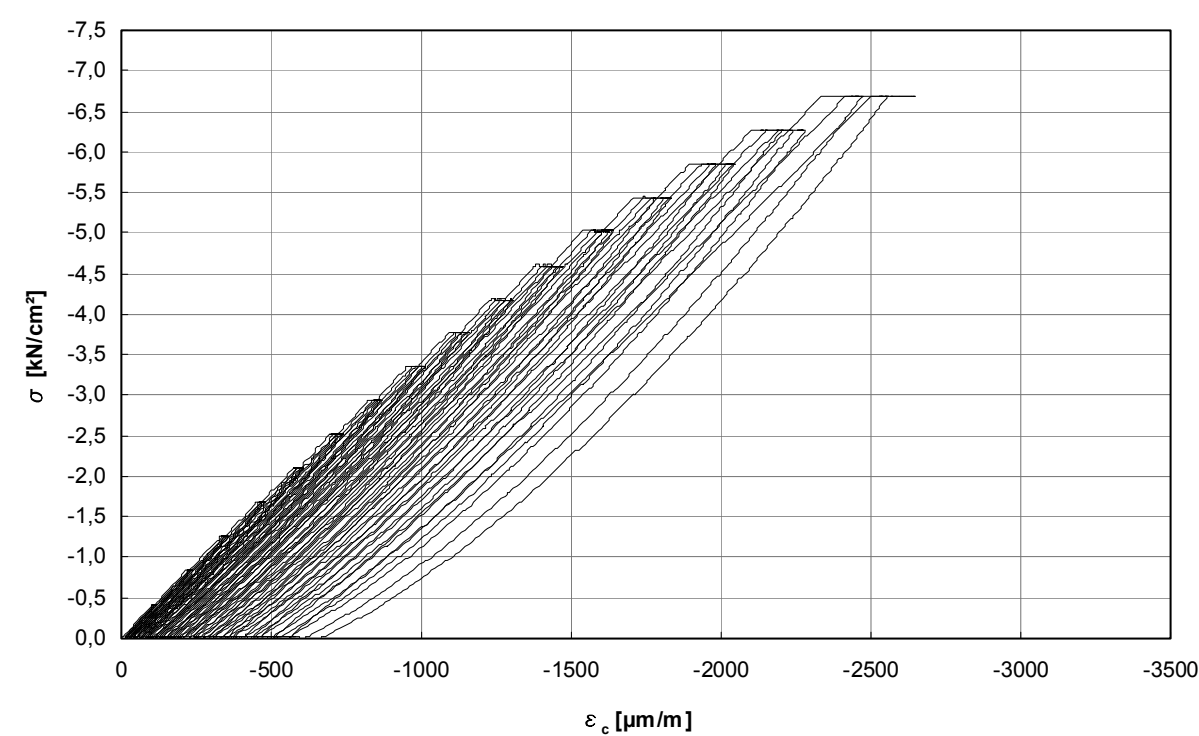


Bild B1.11: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-28

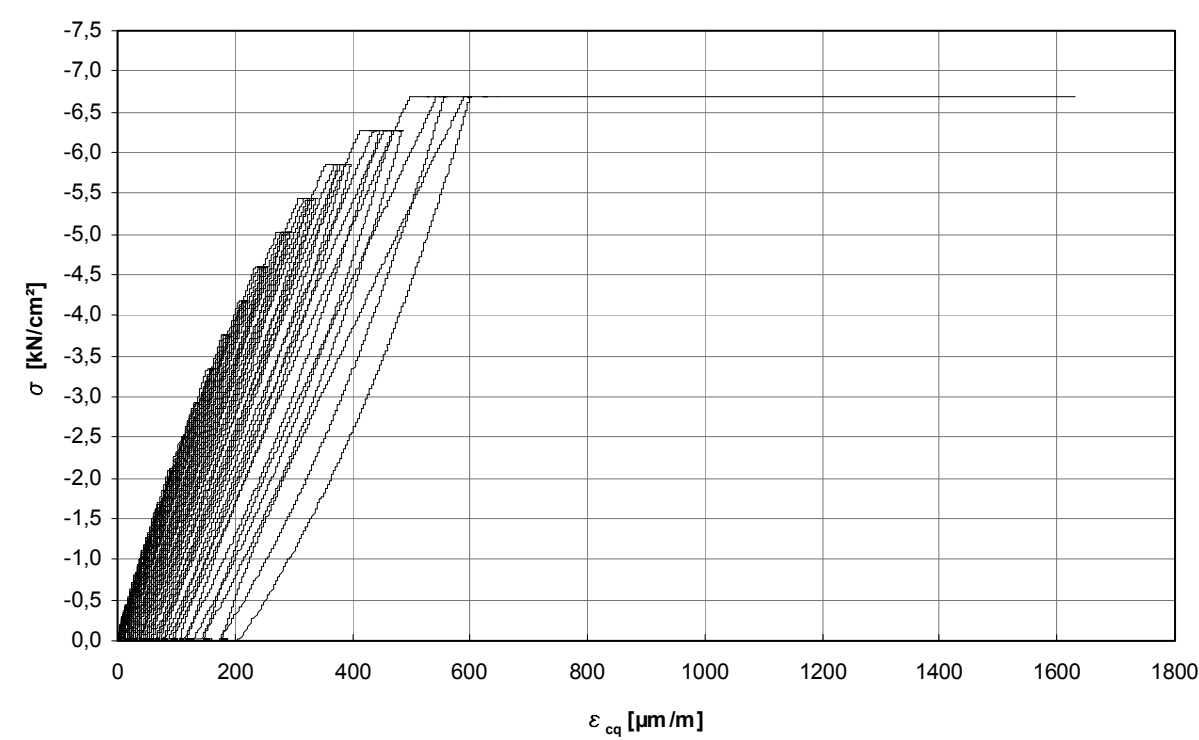


Bild B1.12: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-28

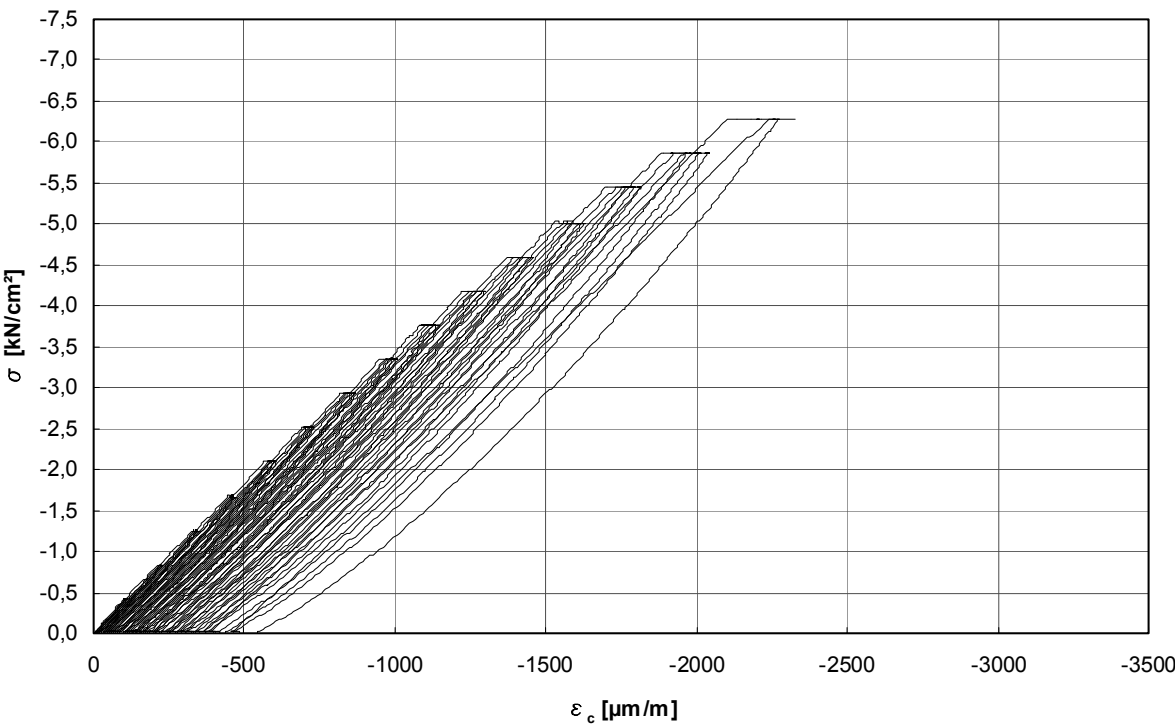


Bild B1.13: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-28

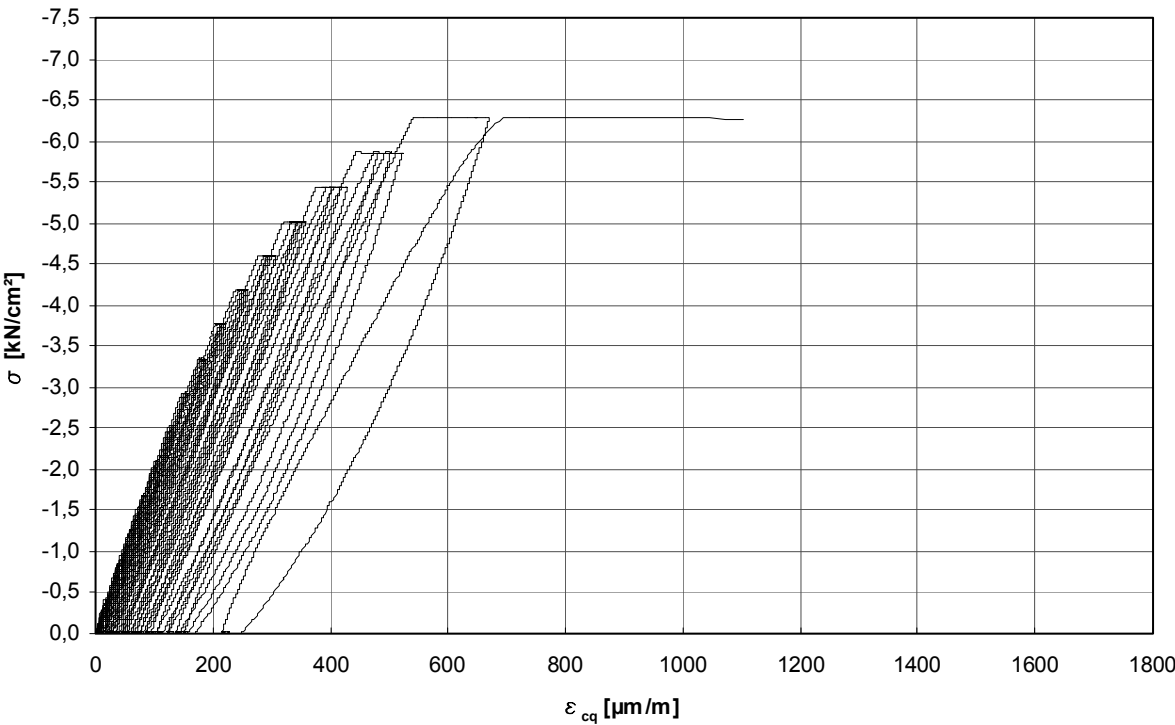


Bild B1.14: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-28

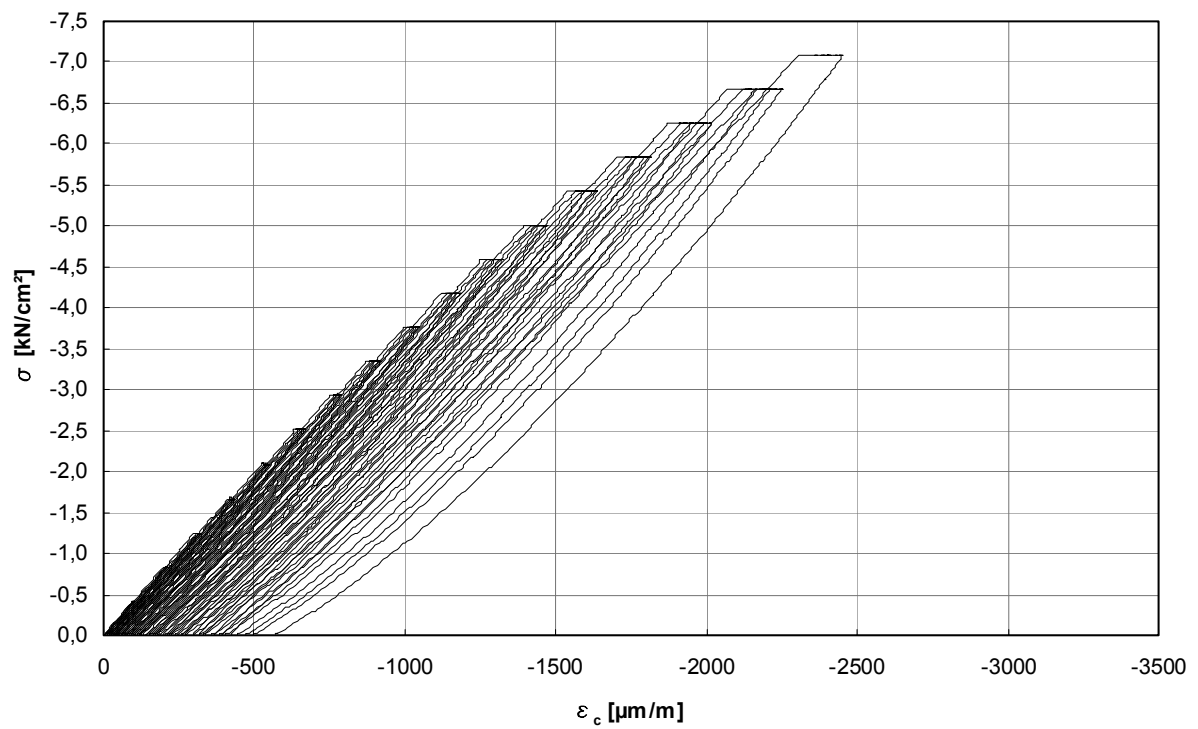


Bild B1.15: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-70

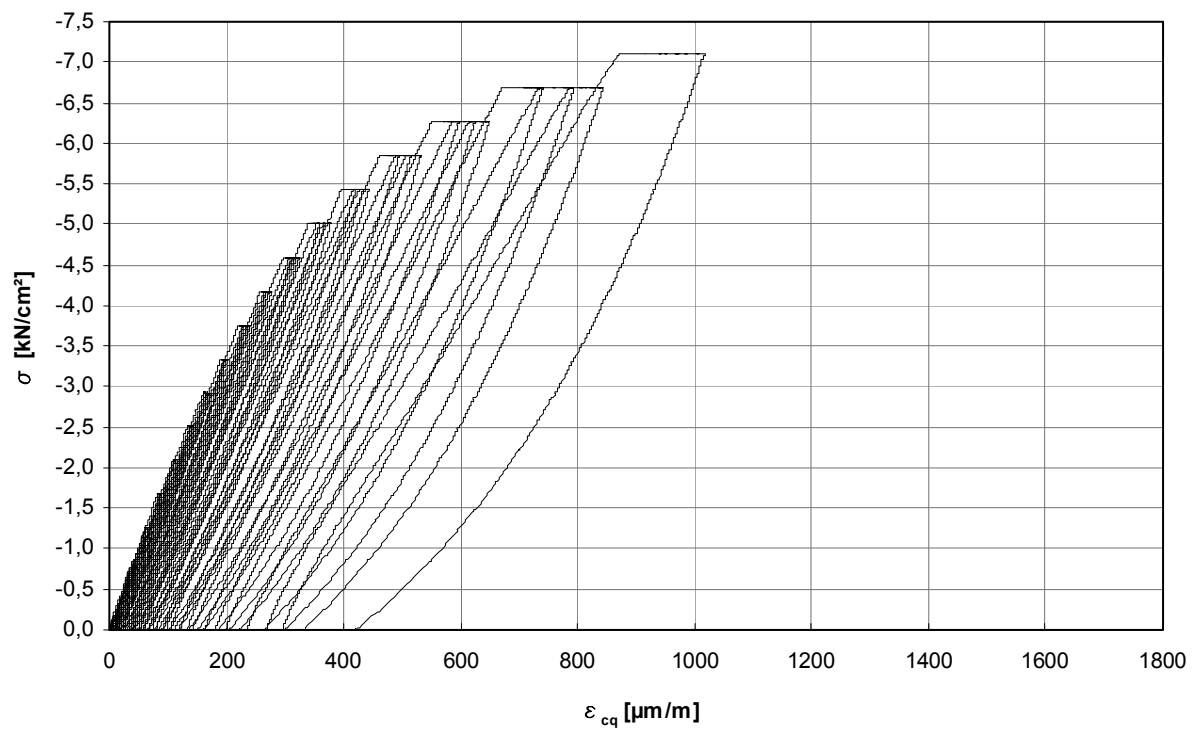


Bild B1.16: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-70

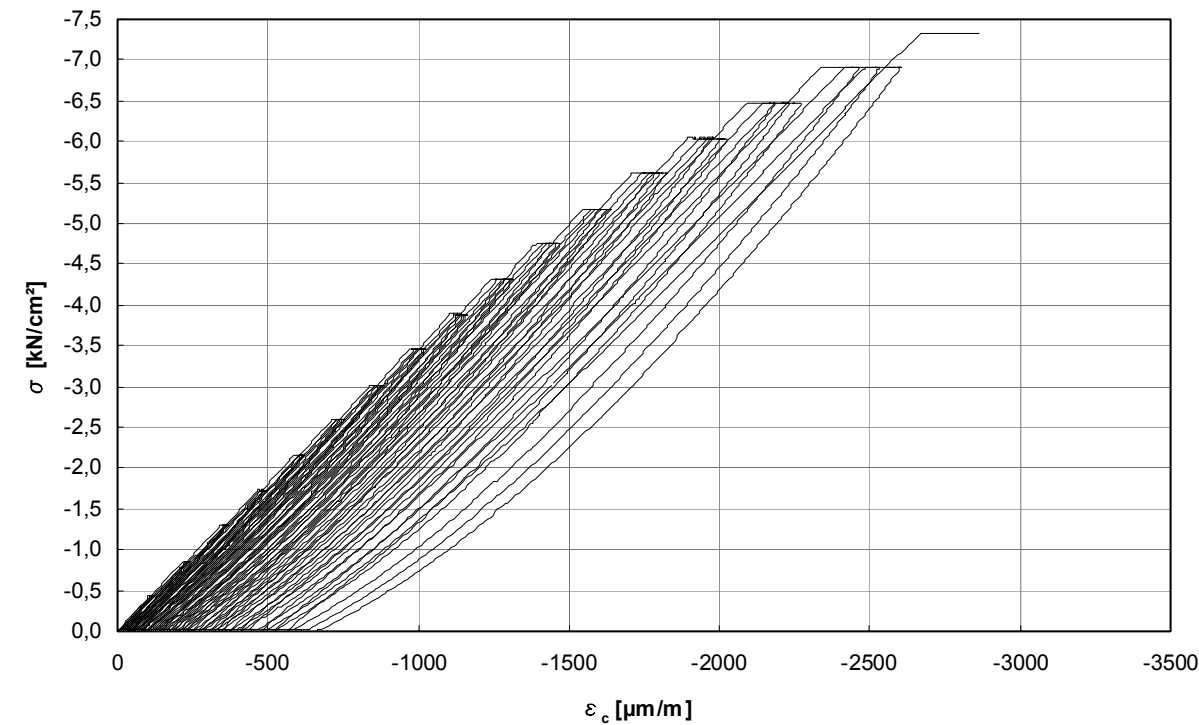


Bild B1.17: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-70

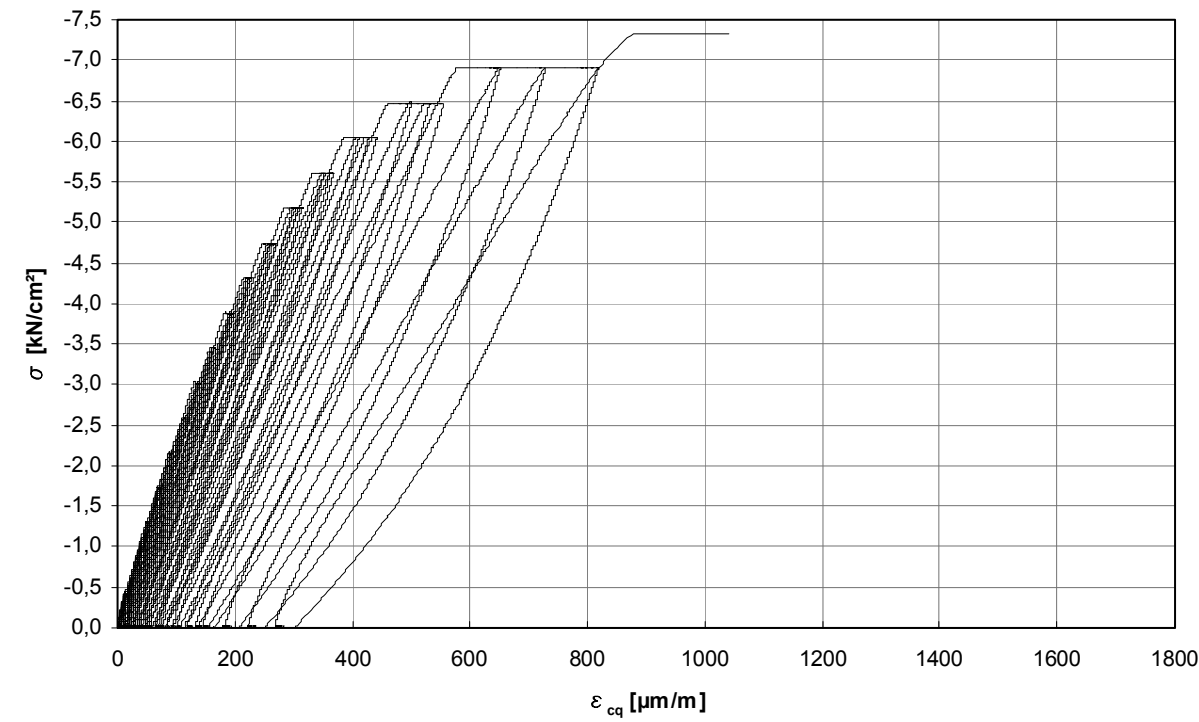


Bild B1.18: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-70

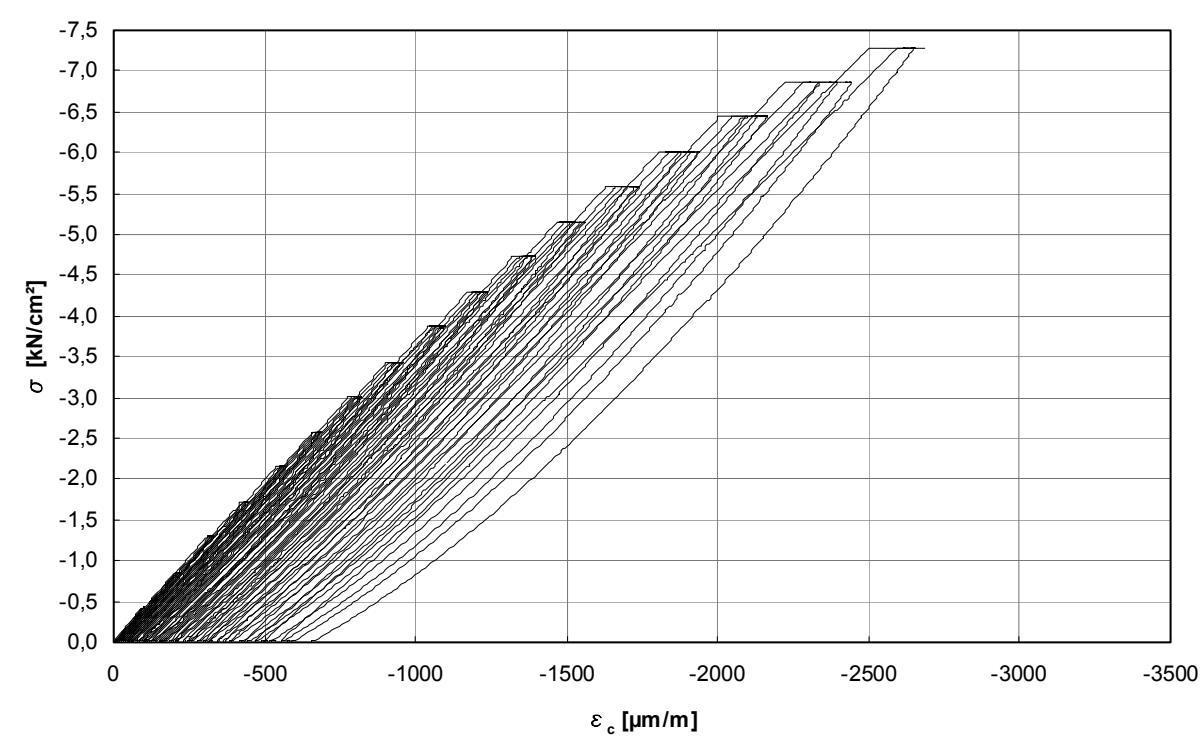


Bild B1.19: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-70

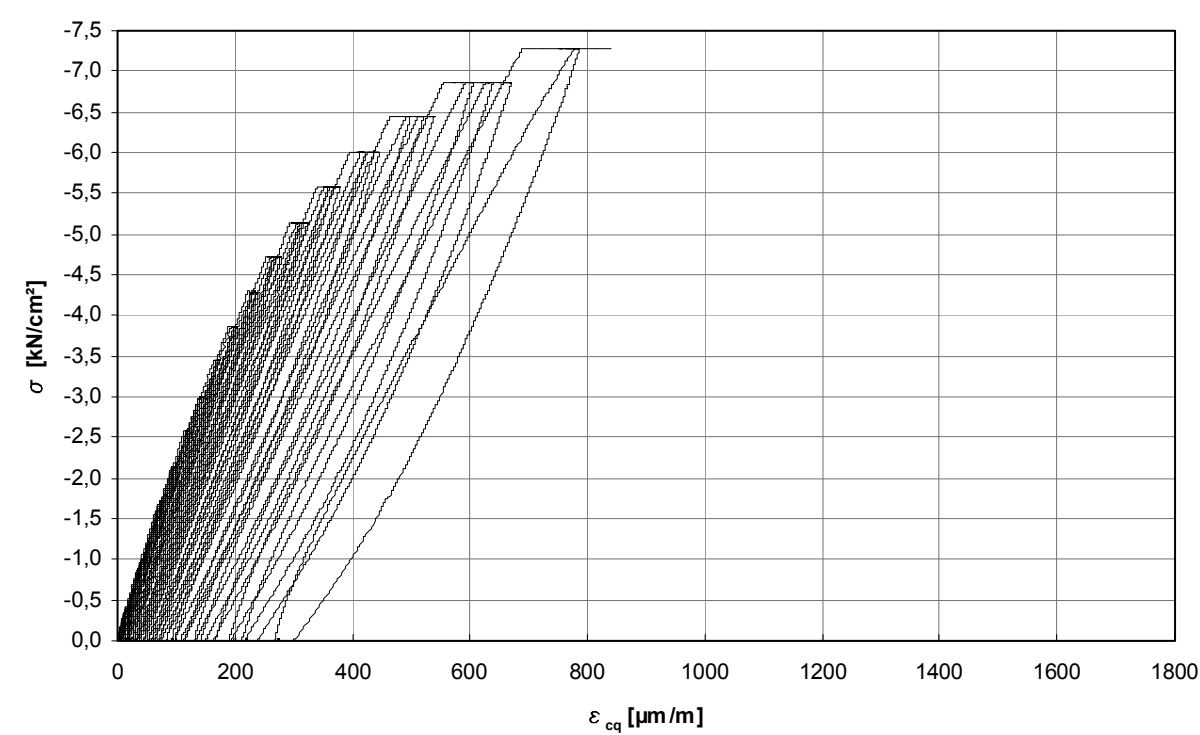


Bild B1.20: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-70

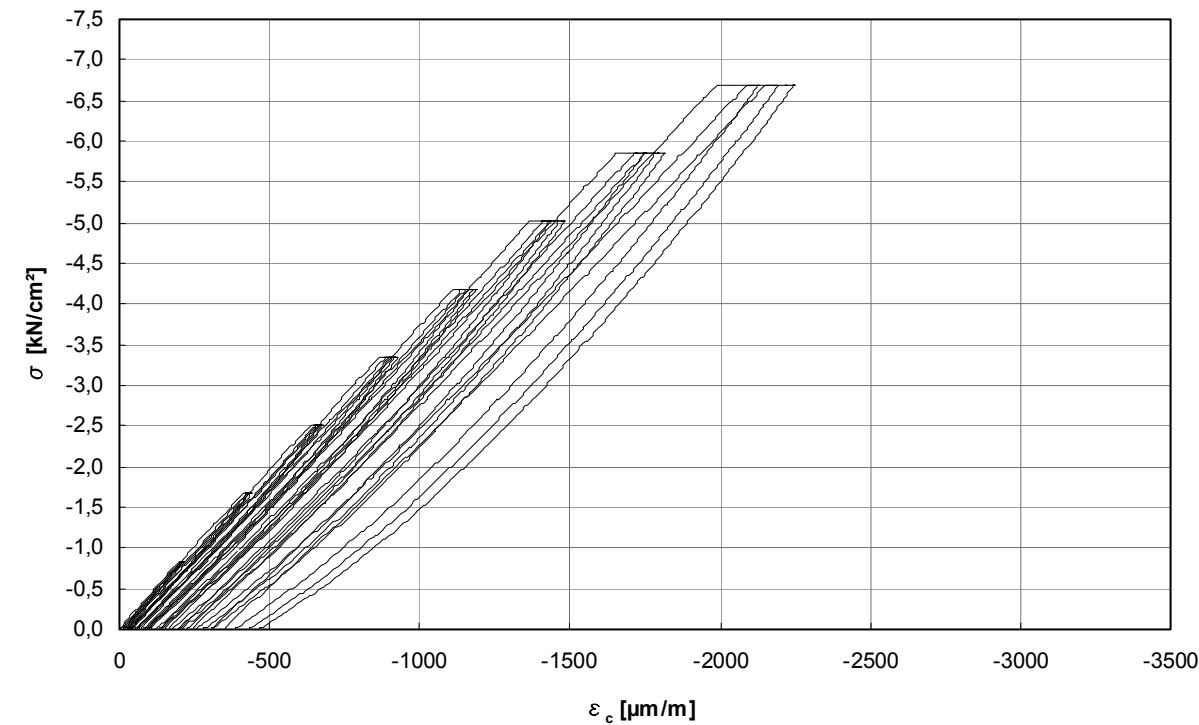


Bild B1.21: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-91

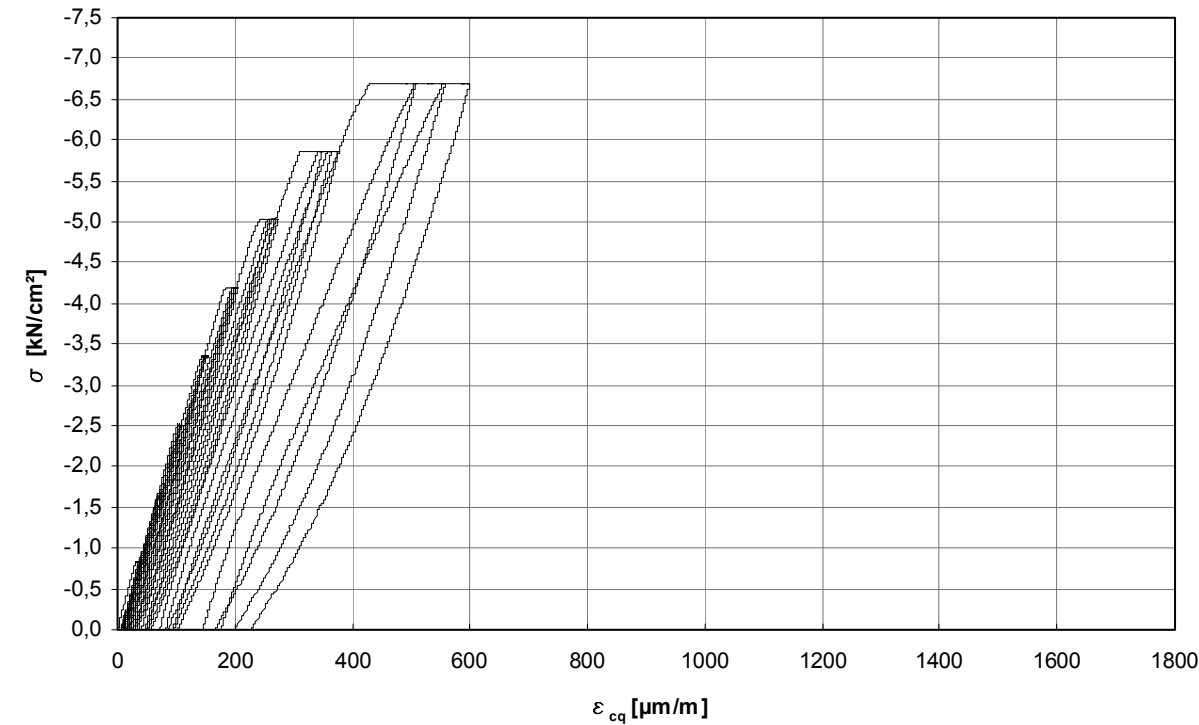


Bild B1.22: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 01-91

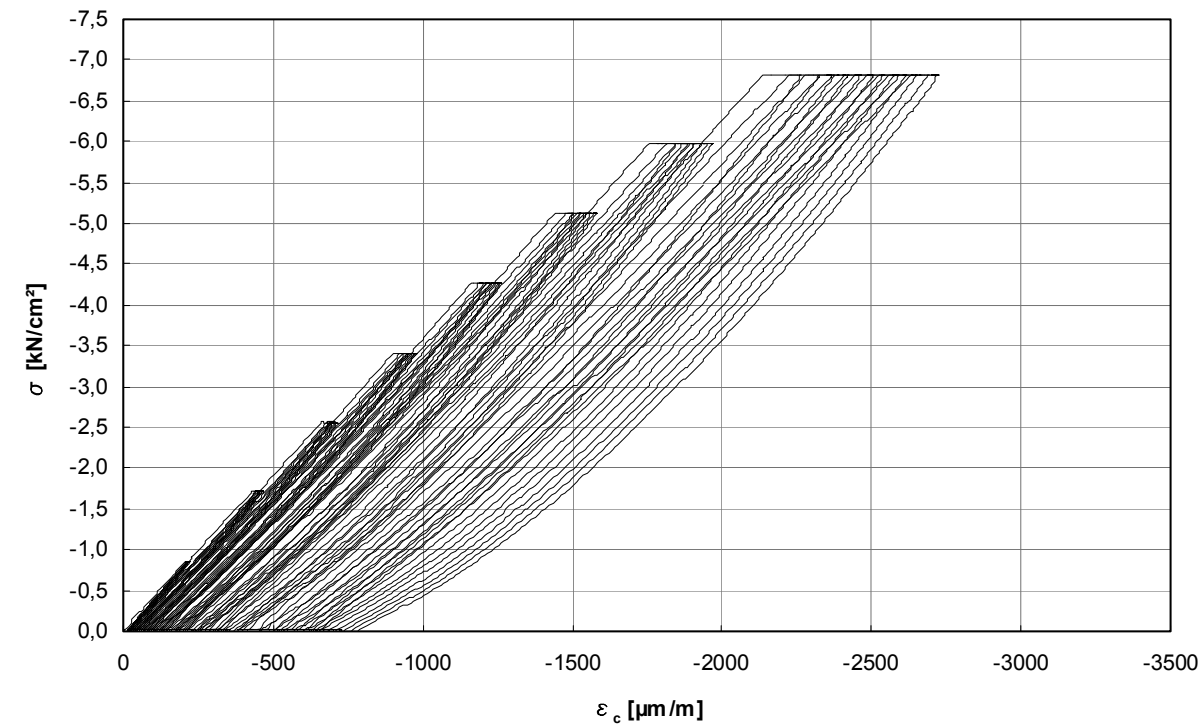


Bild B1.23: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-91

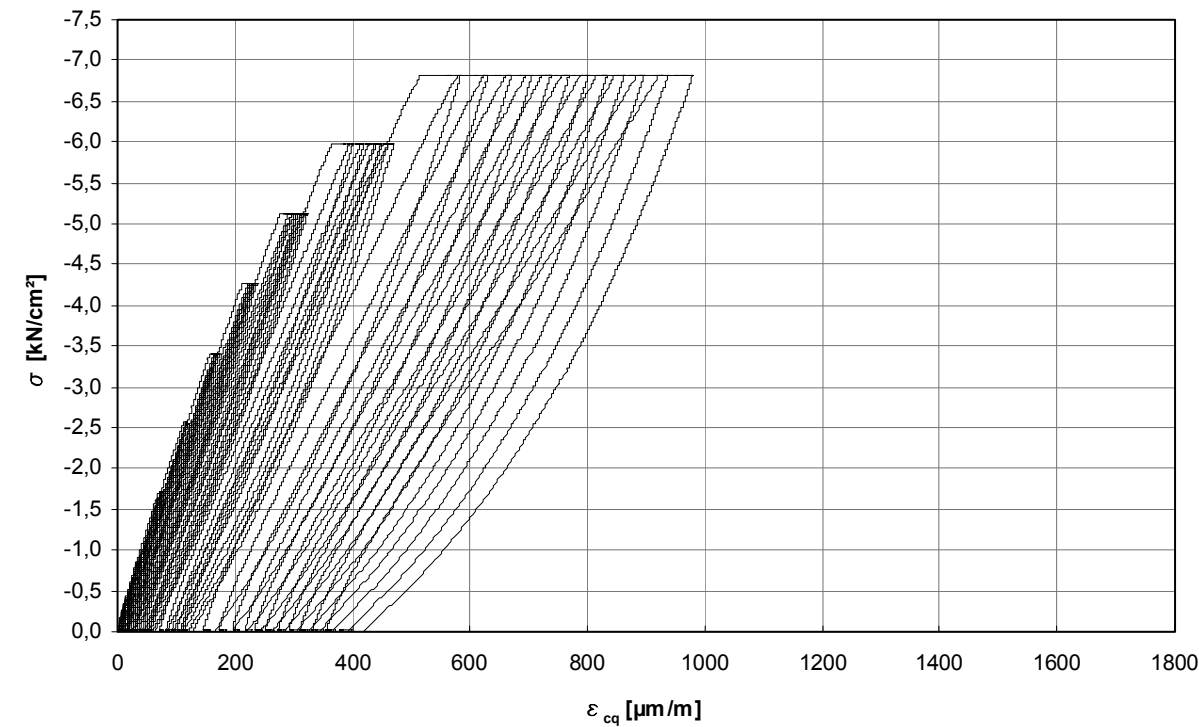


Bild B1.24: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 02-91

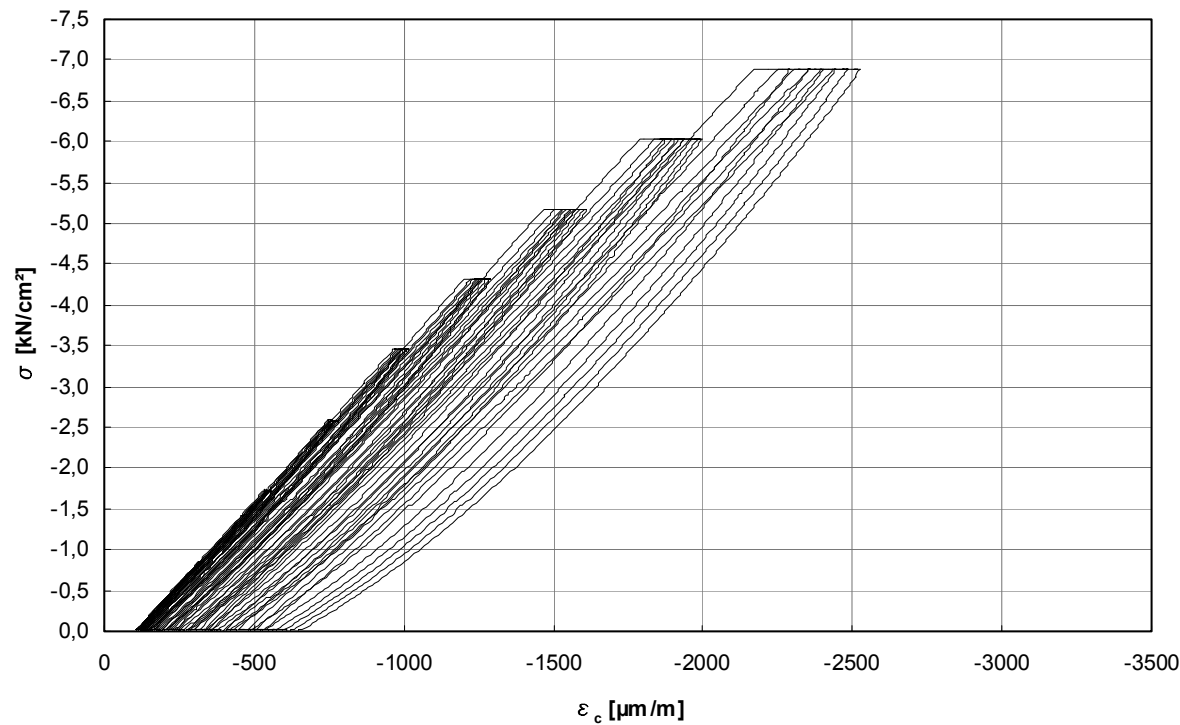


Bild B1.25: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-91

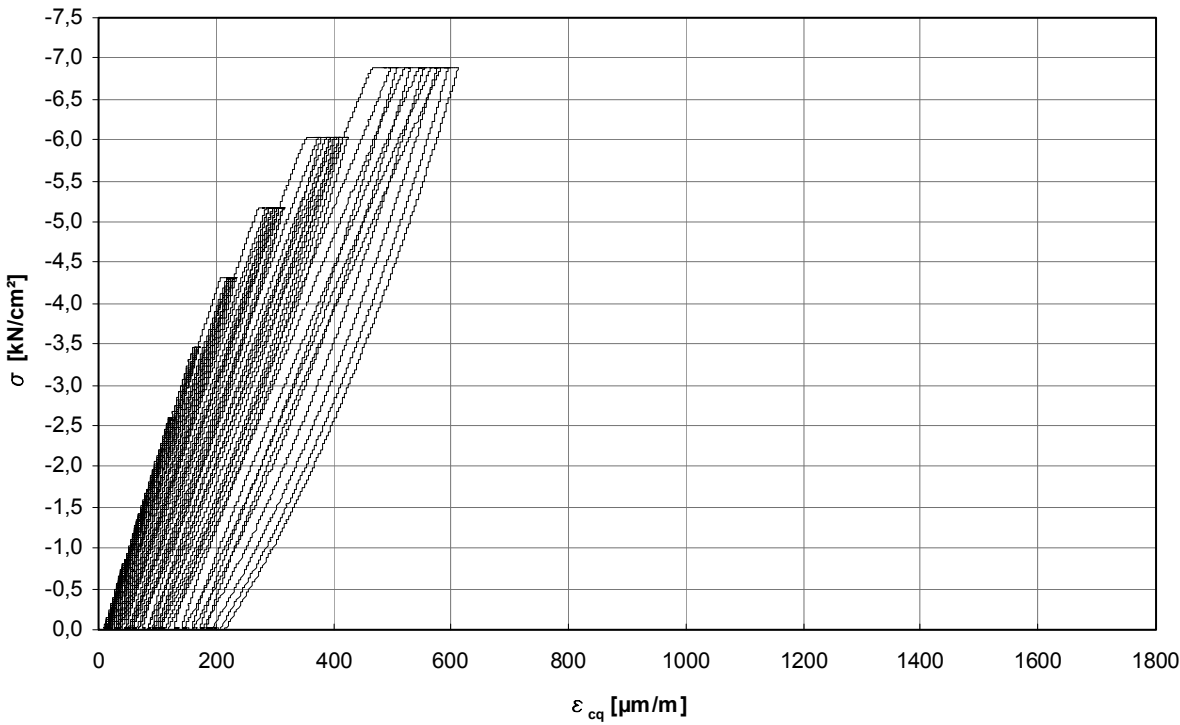


Bild B1.26: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-91

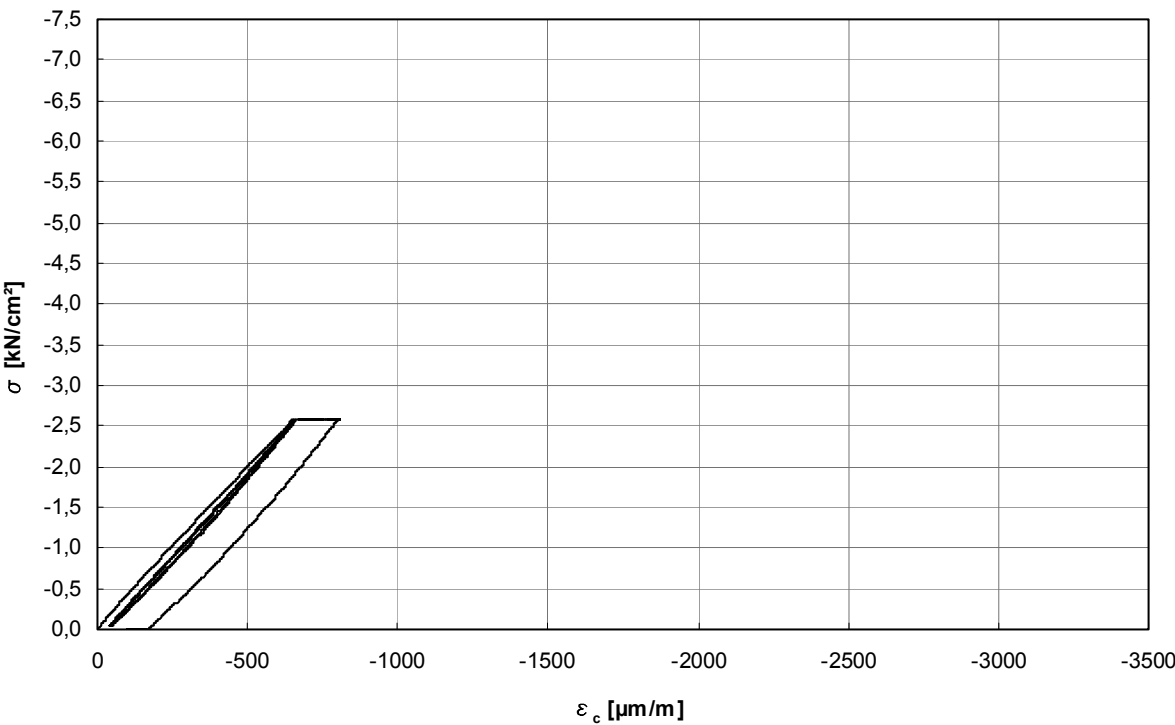


Bild B1.27: Spannungs-Längsdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-91_VB

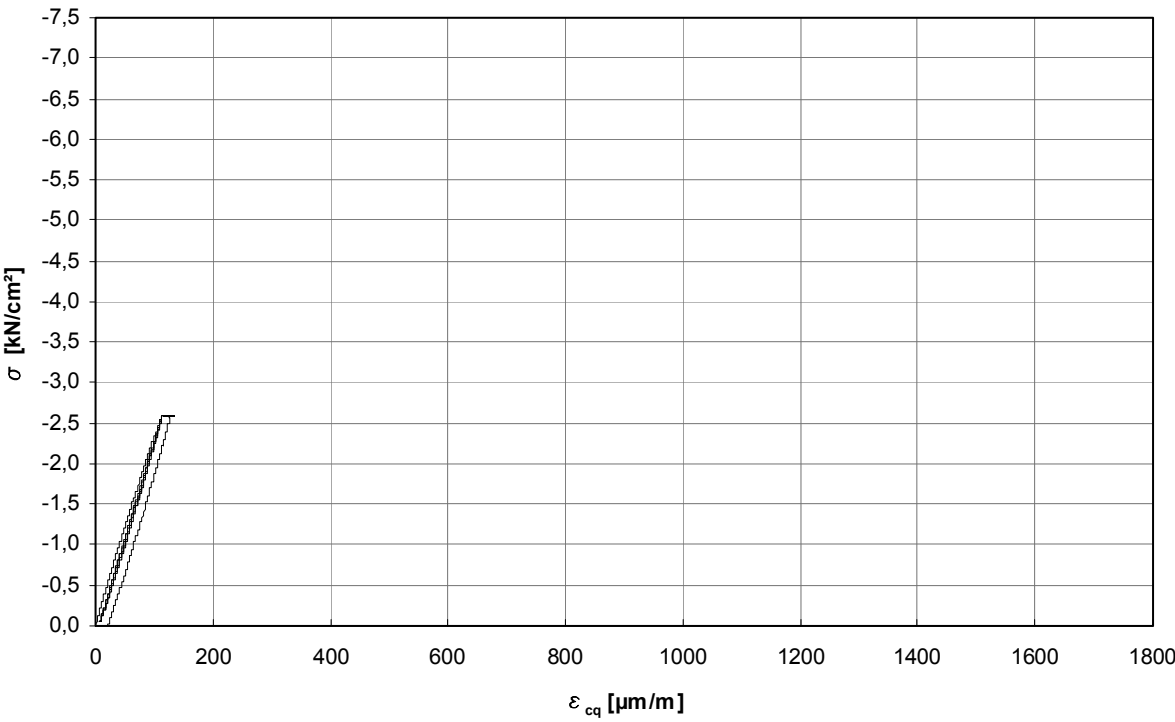


Bild B1.28: Spannungs-Querdehnungs-Diagramm für Cyl. 03-91_VB

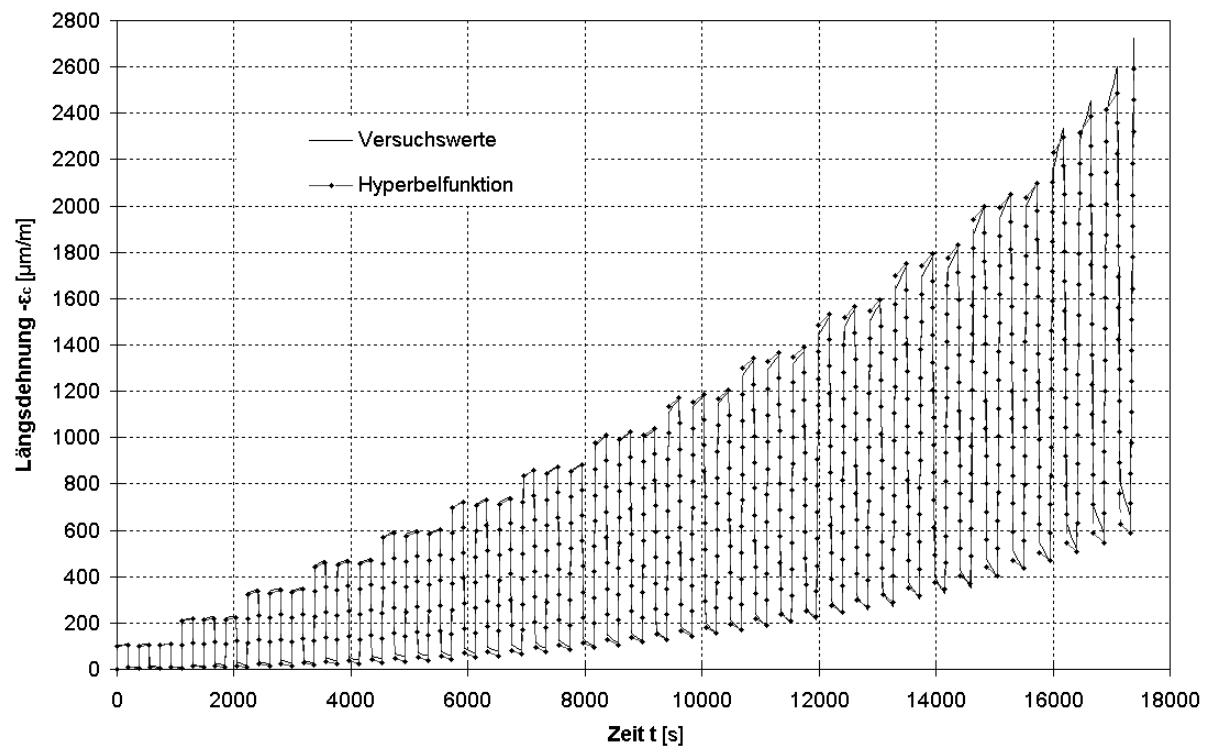


Bild B2.1: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-07 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

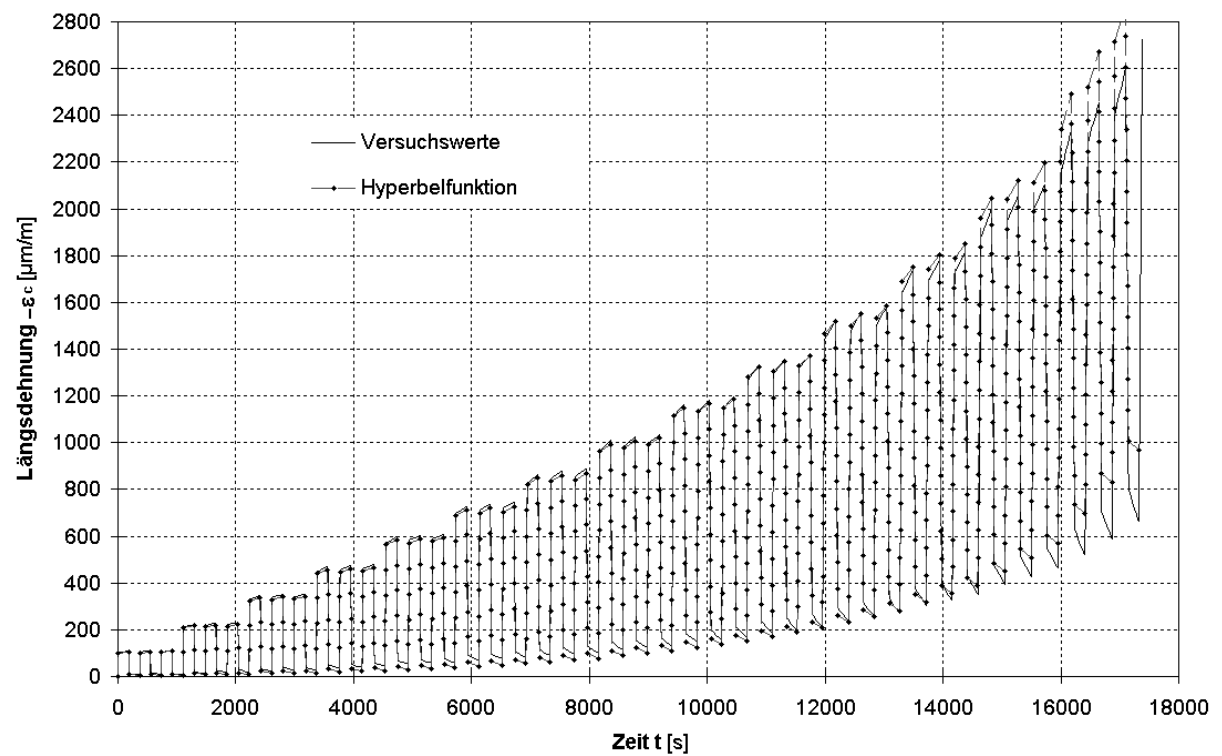


Bild B2.2: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-07 (SVB)
(Modell *Bazant* et al.), Diskretisierung nach Verfahren 1

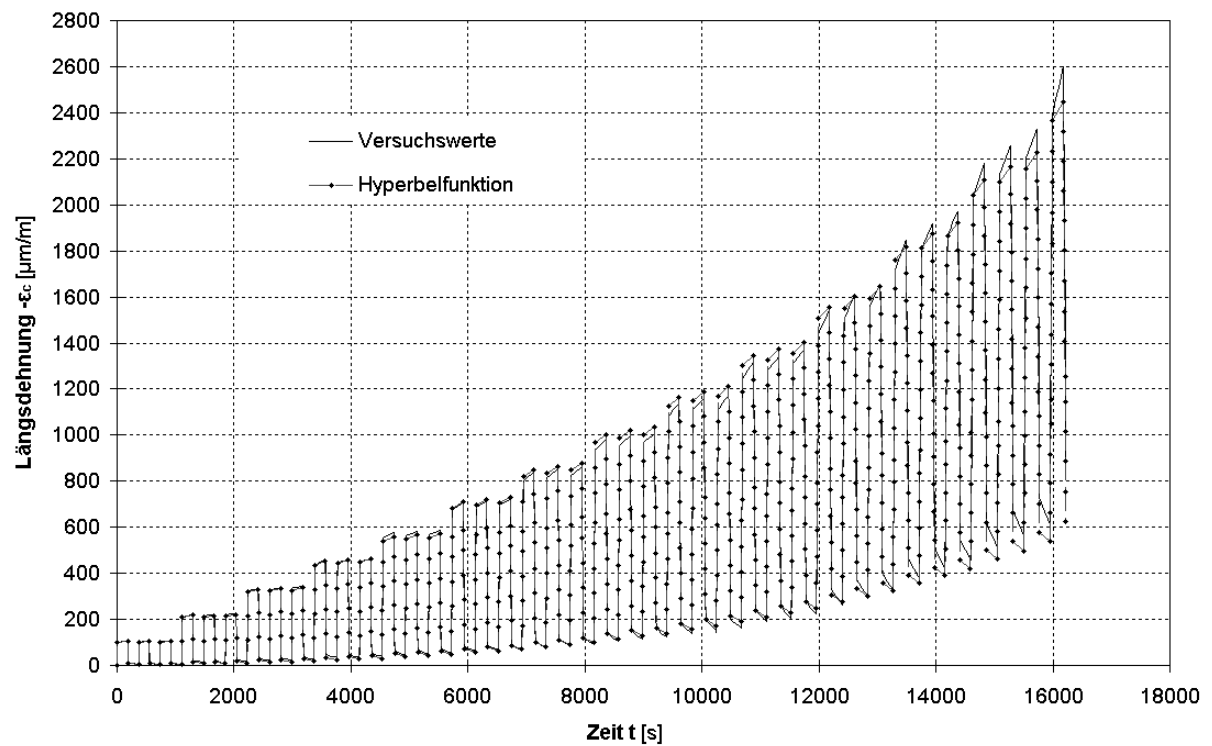


Bild B2.3: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-07 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

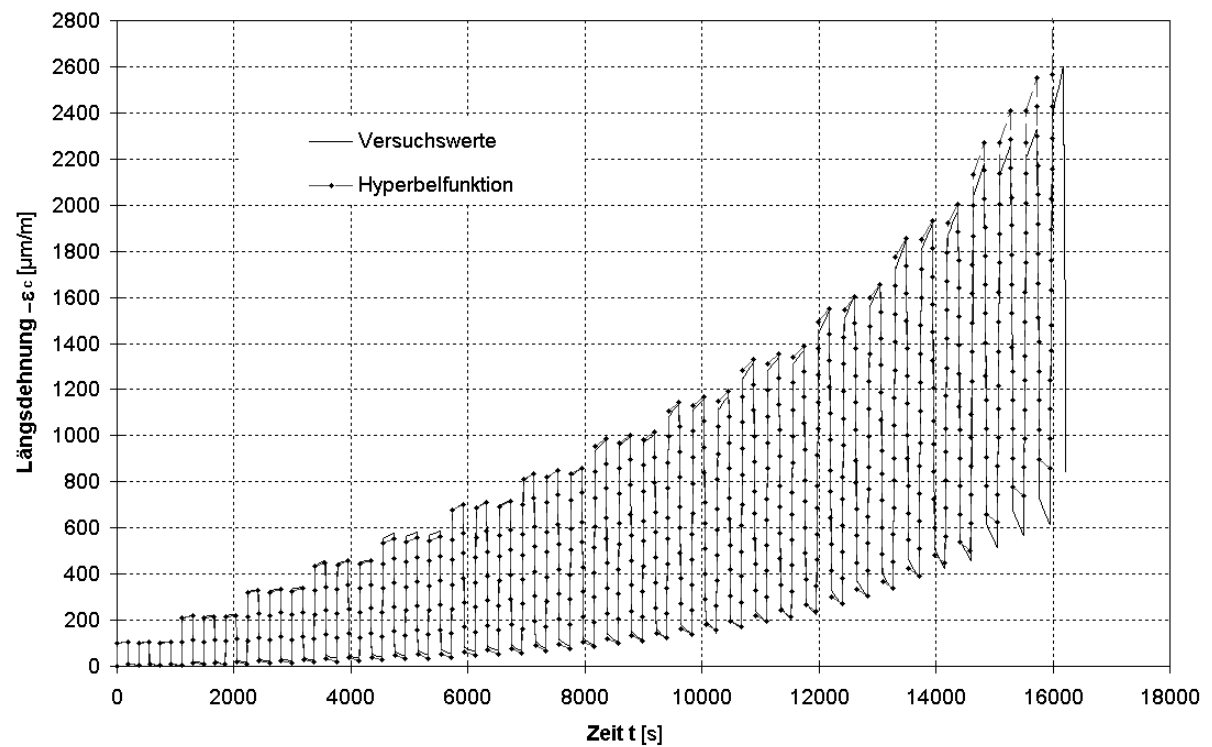


Bild B2.4: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-07 (SVB)
(Modell *Bazant* et al.), Diskretisierung nach Verfahren 1

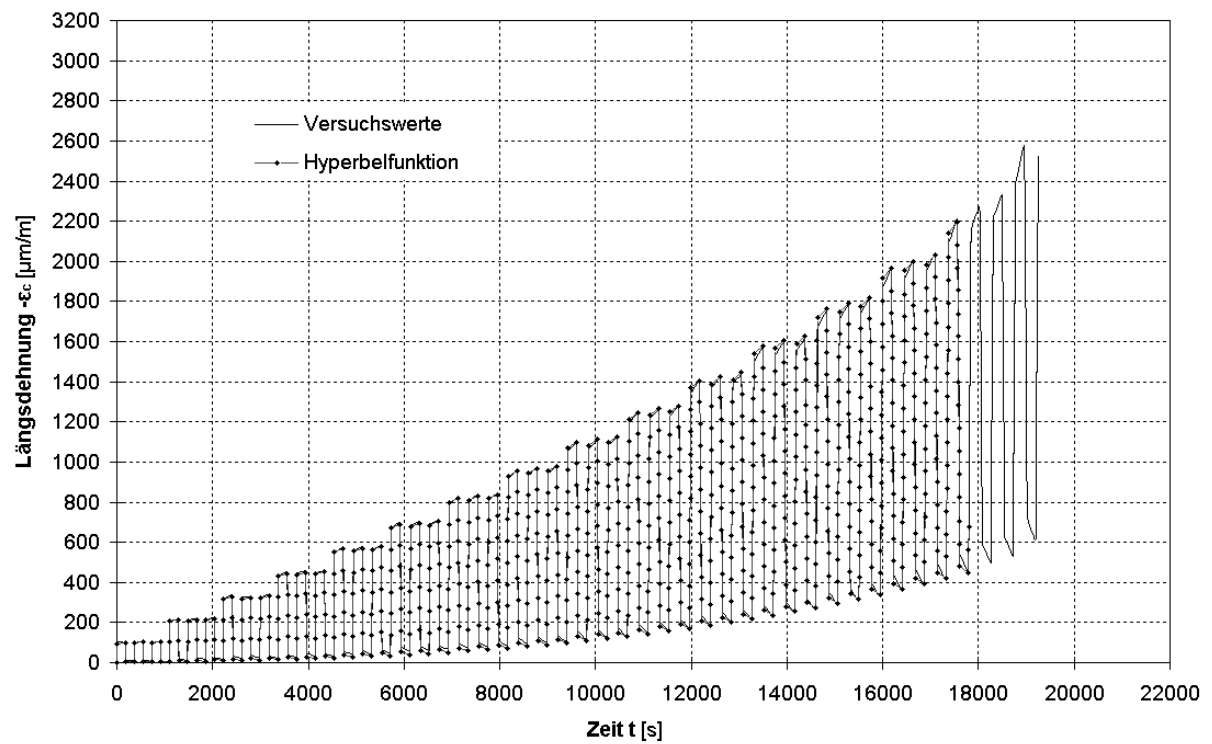


Bild B2.5: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-14 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

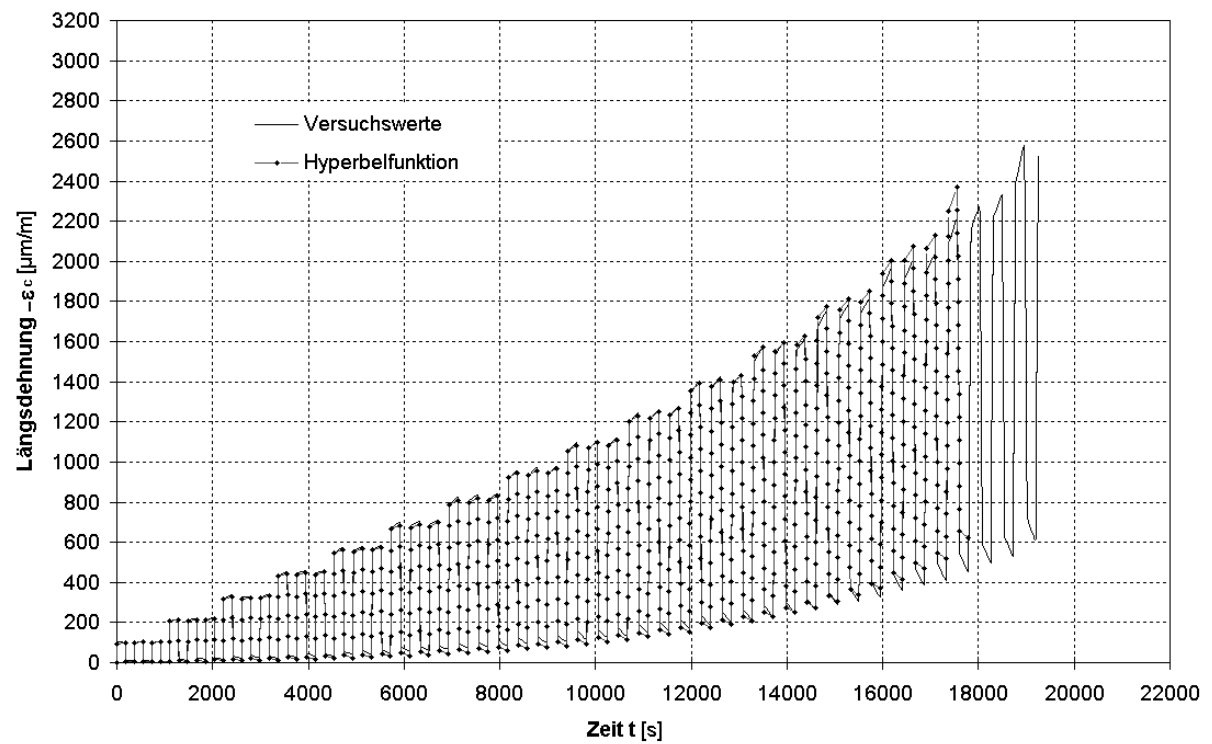


Bild B2.6: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-14 (SVB)
(Modell Bažant et al.), Diskretisierung nach Verfahren 1

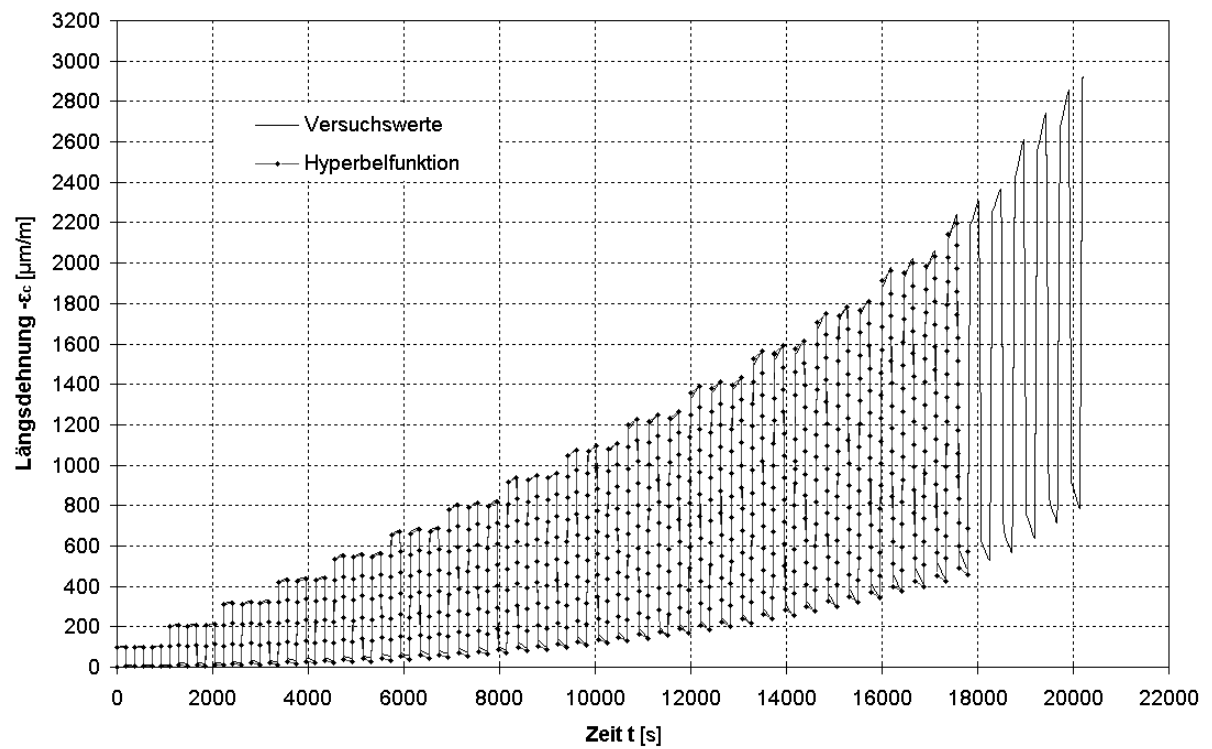


Bild B2.7: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-14 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

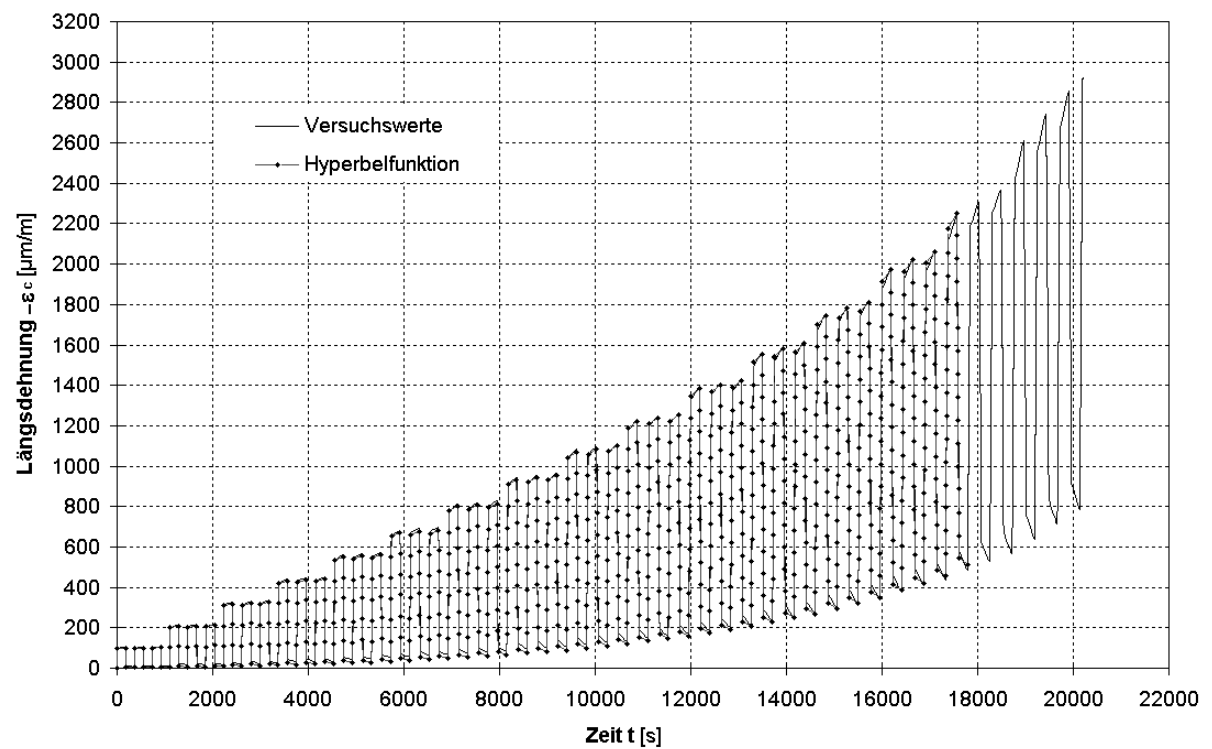


Bild B2.8: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-14 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

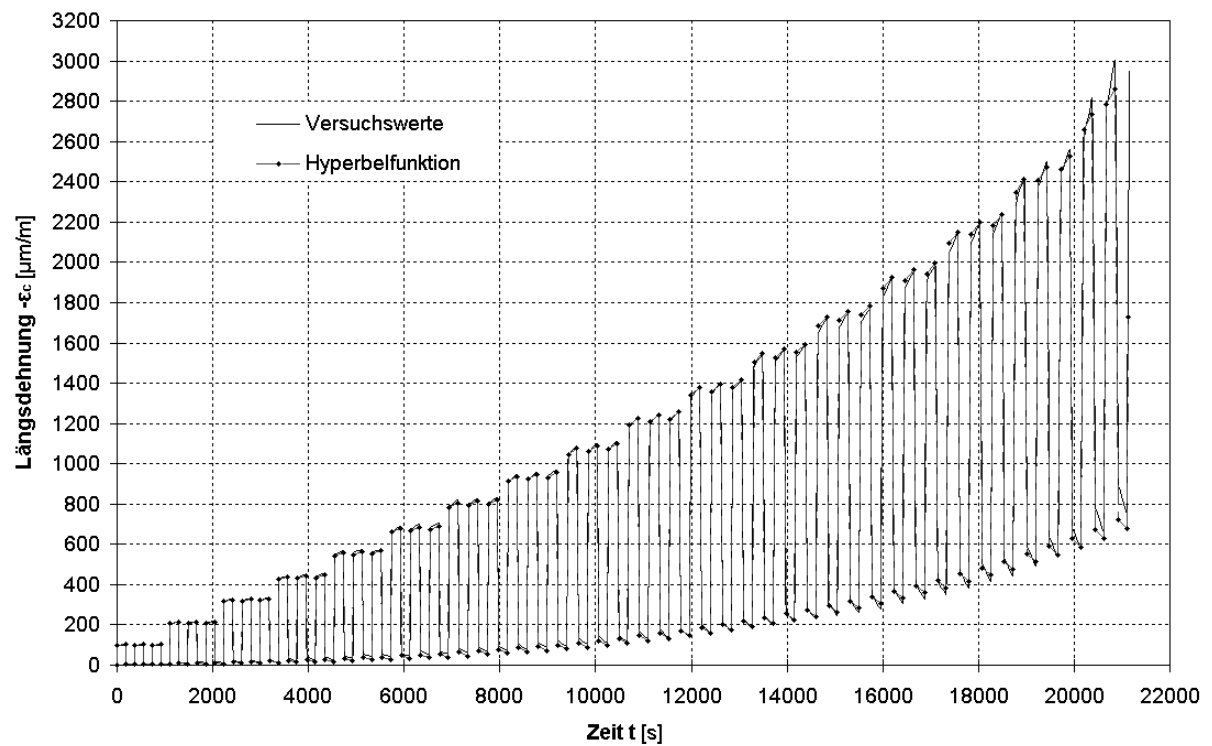


Bild B2.9: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-28 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

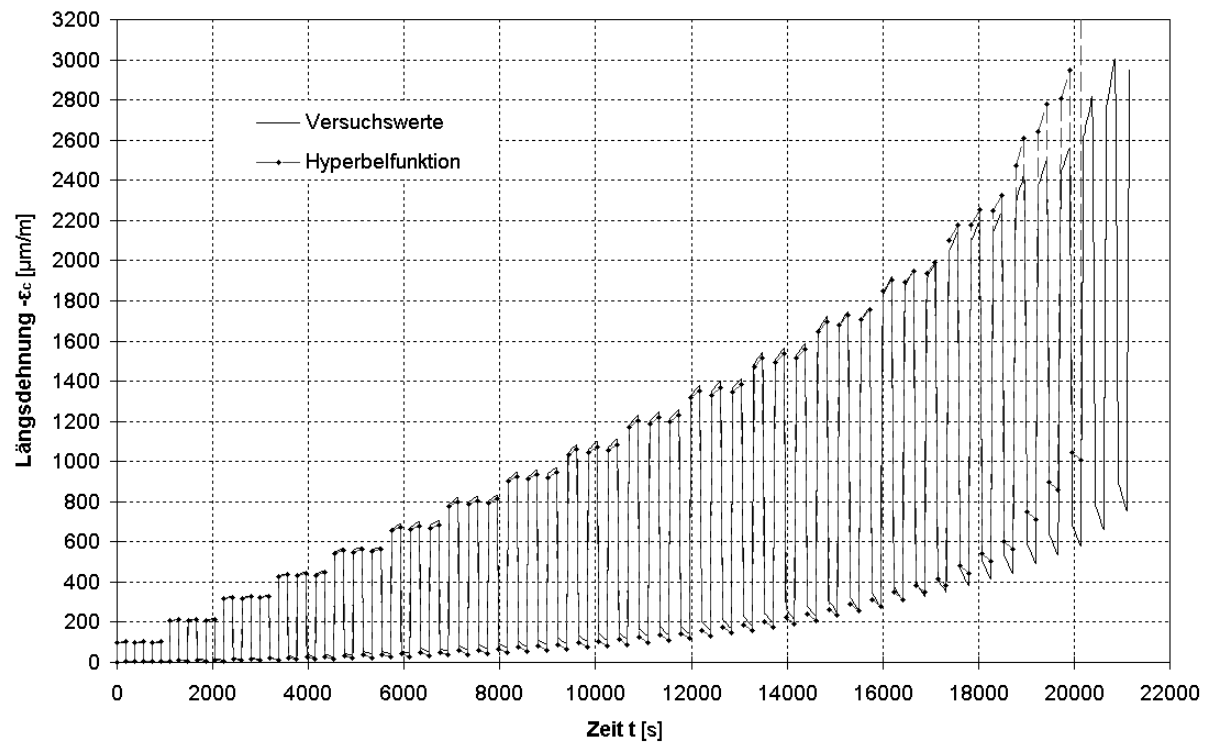


Bild B2.10: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-28 (SVB)
(Modell Bažant et al.), Diskretisierung nach Verfahren 2 (EP)

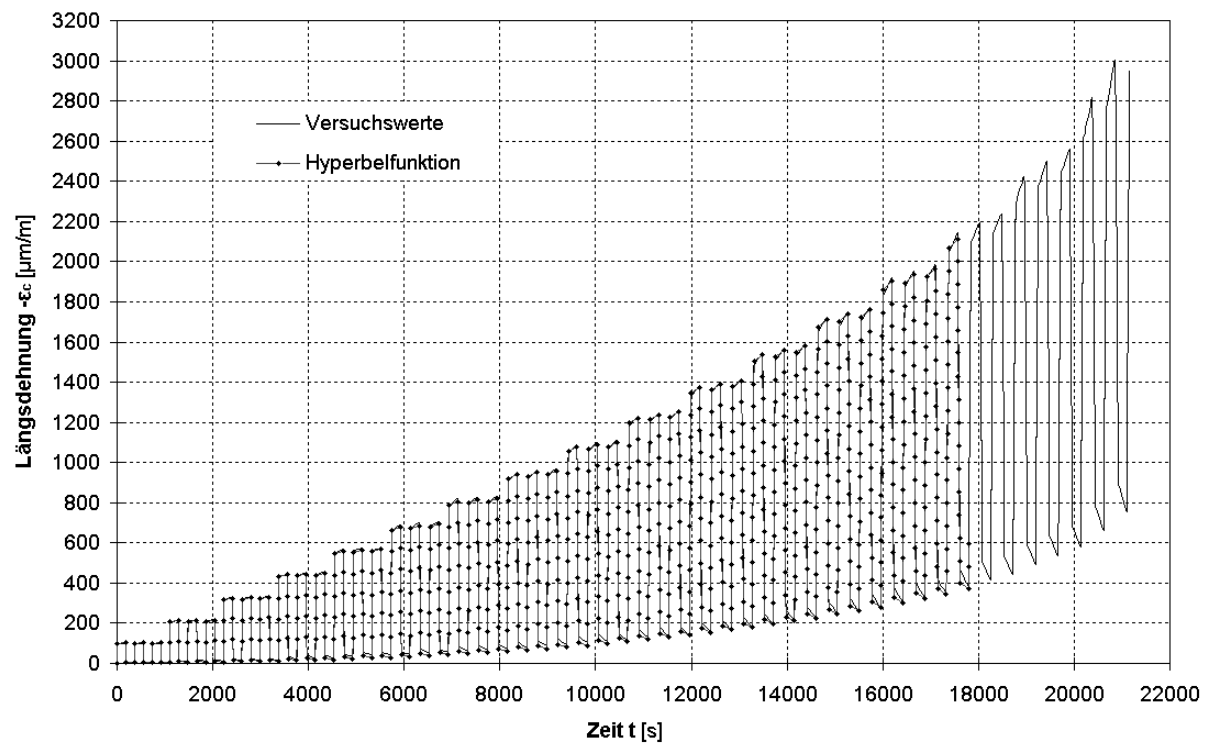


Bild B2.11: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-28 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

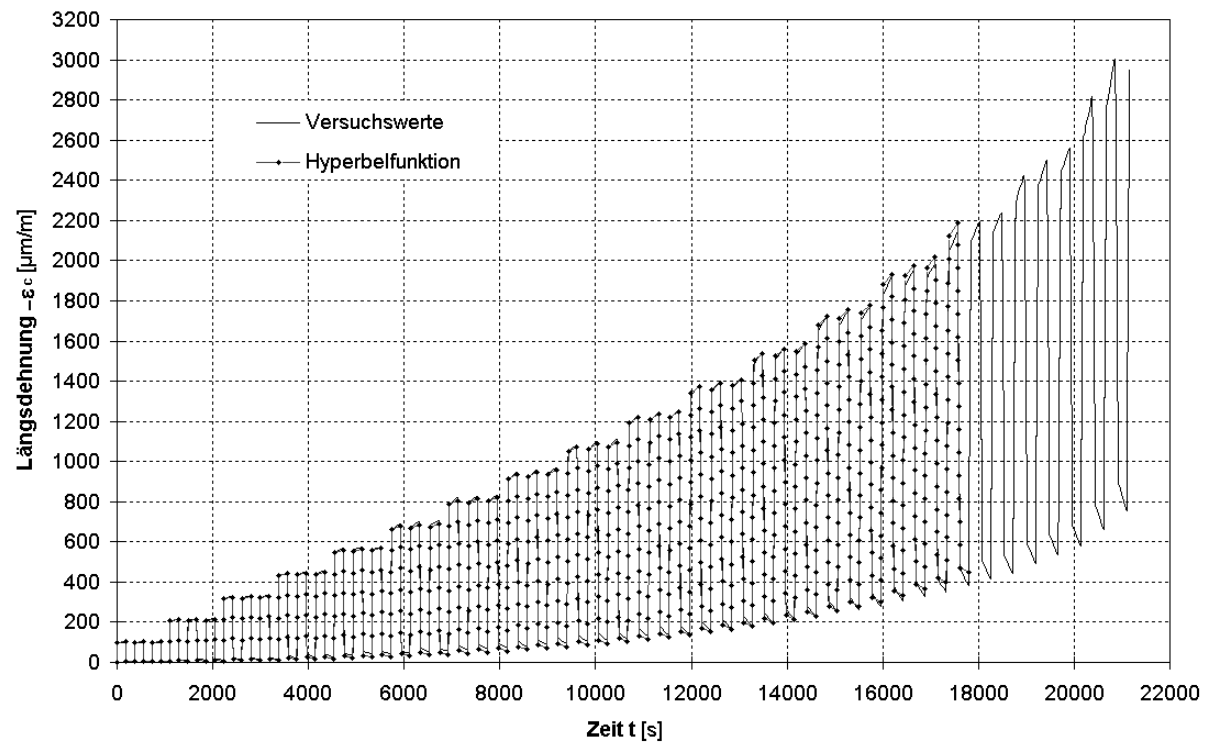


Bild B2.12: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-28 (SVB)
(Modell Bažant et al.), Diskretisierung nach Verfahren 1

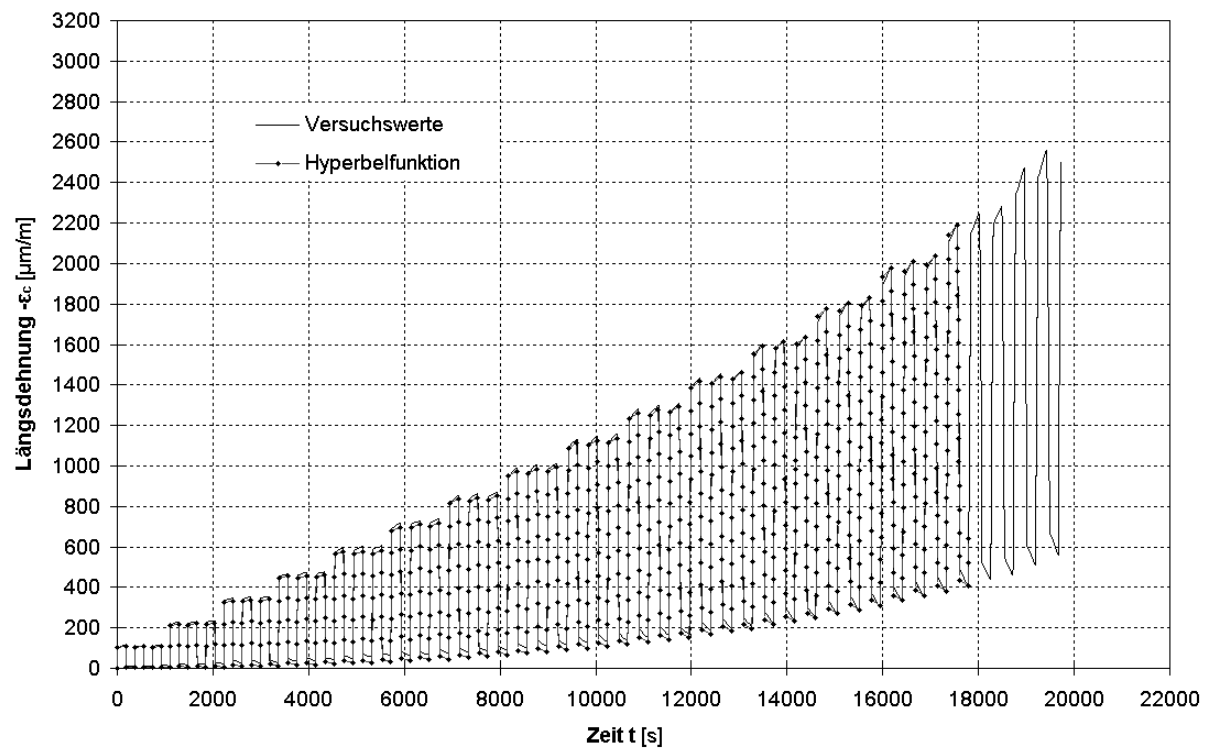


Bild B2.13: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-28 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

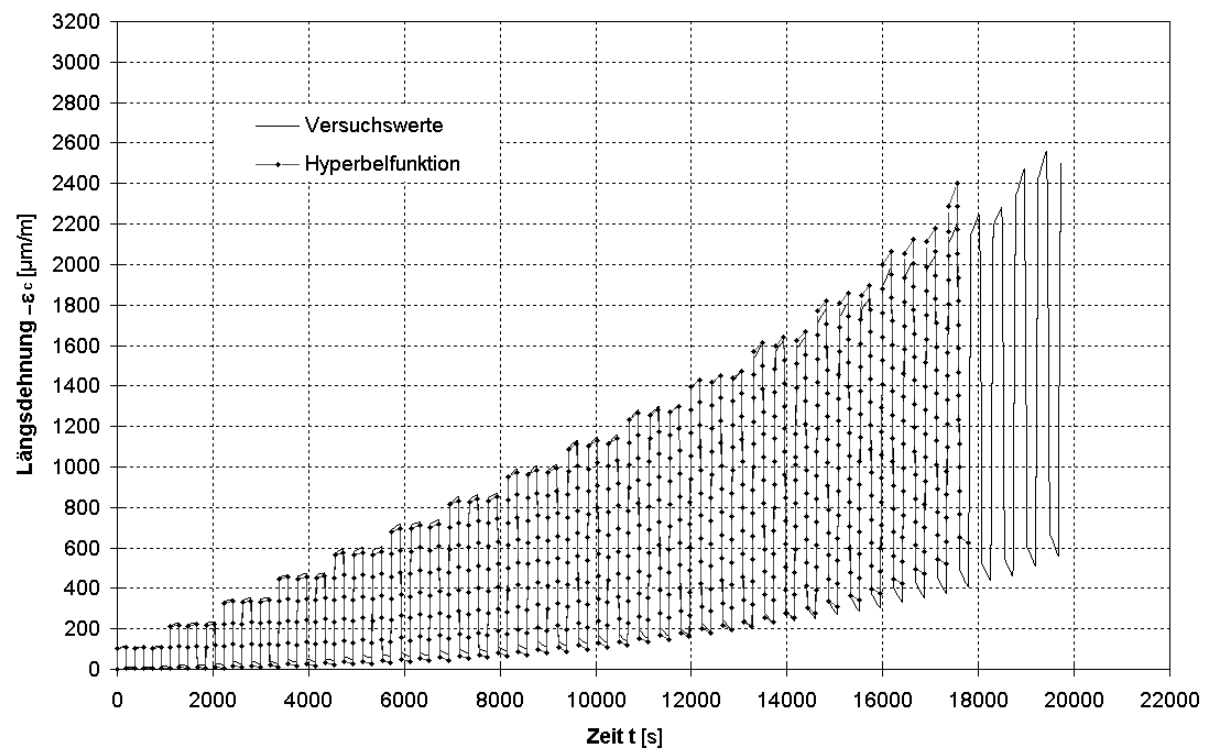


Bild B2.14: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-28 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

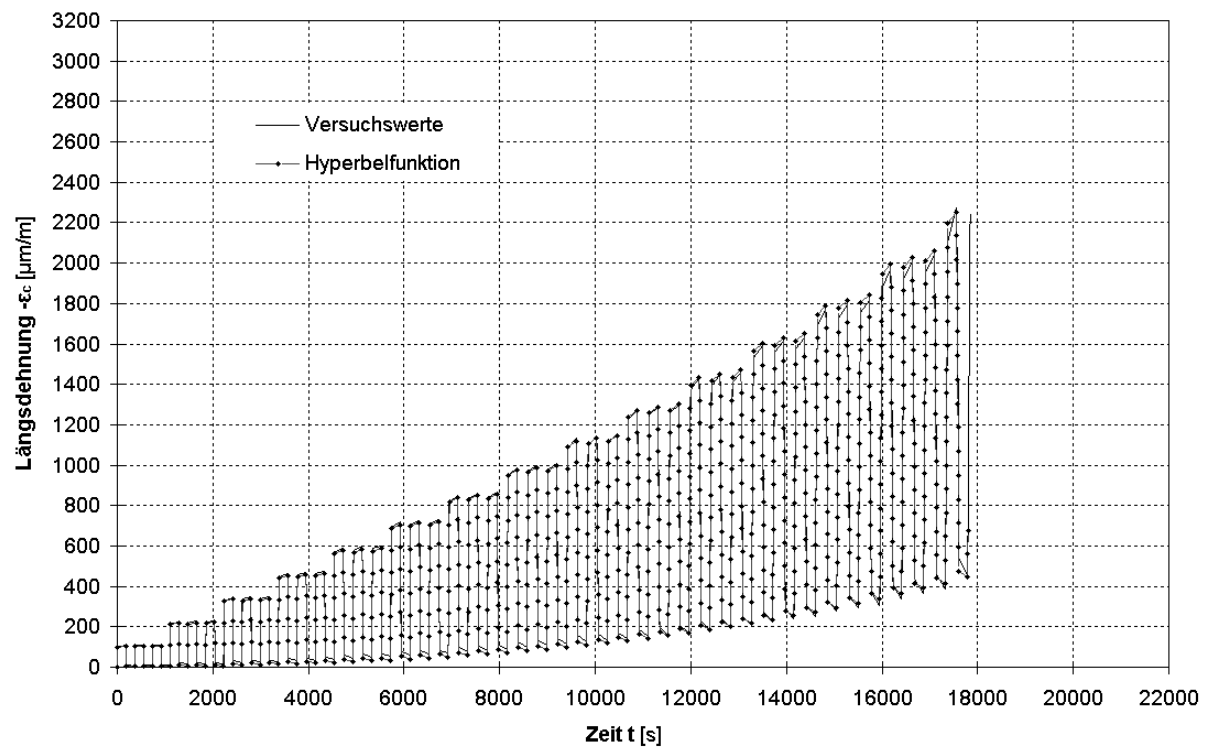


Bild B2.14: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-28 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

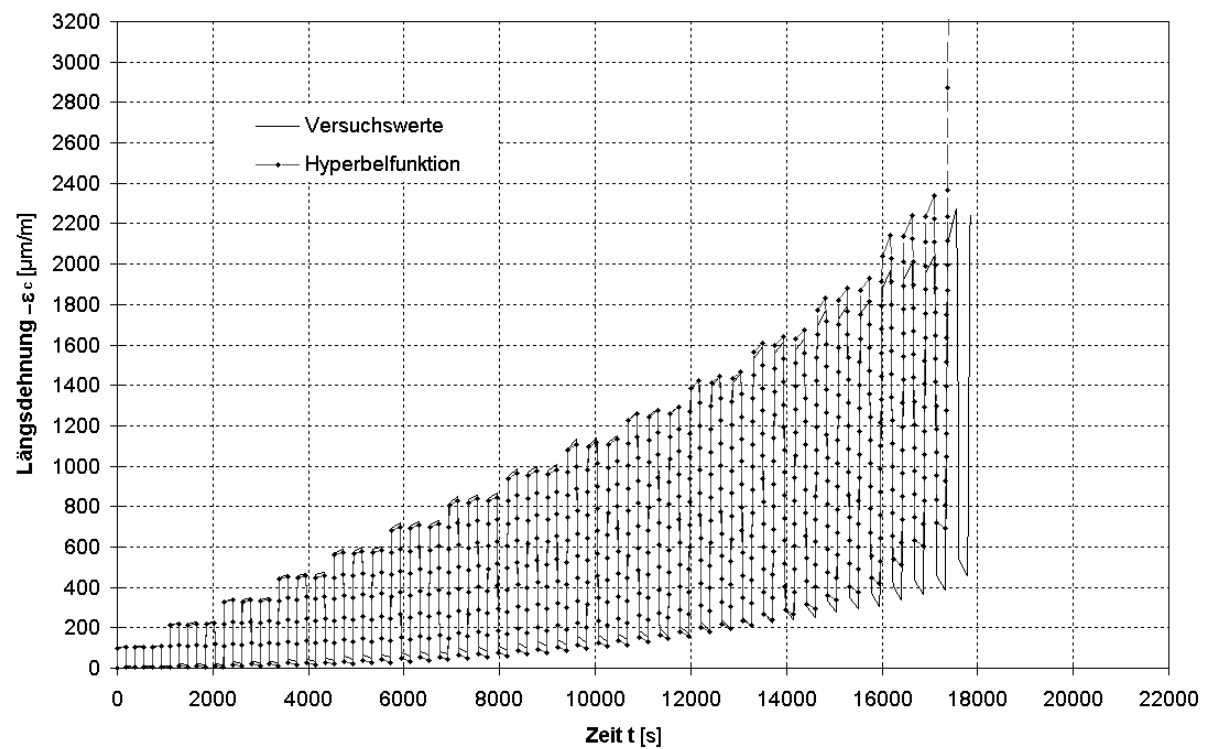


Bild B2.16: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-28 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

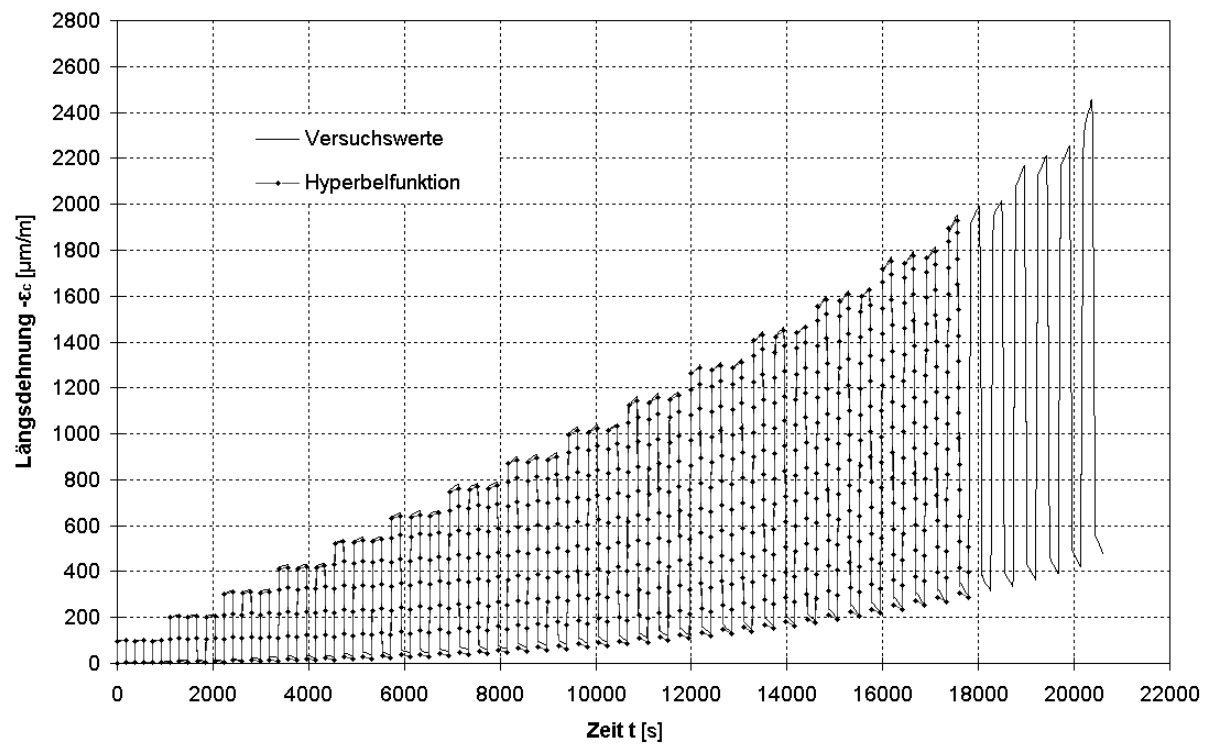


Bild B2.17: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-70 (SVB)
 (Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

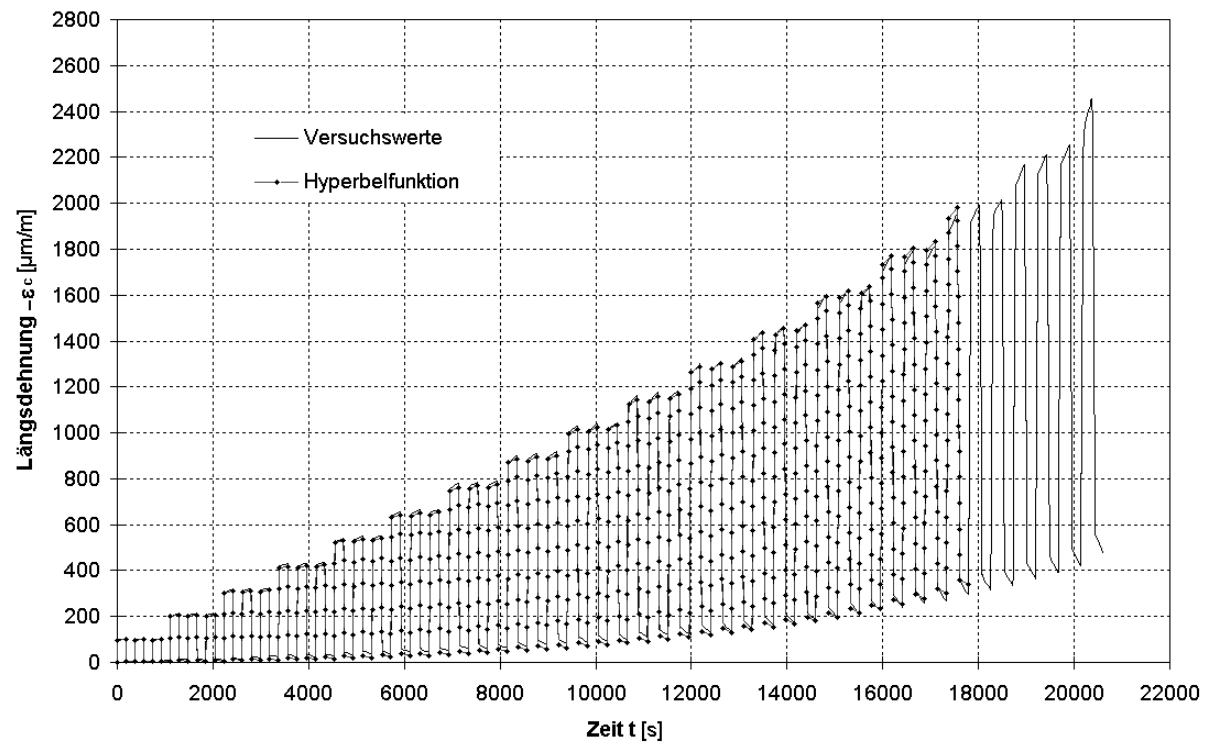


Bild B2.18: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-70 (SVB)
 (Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

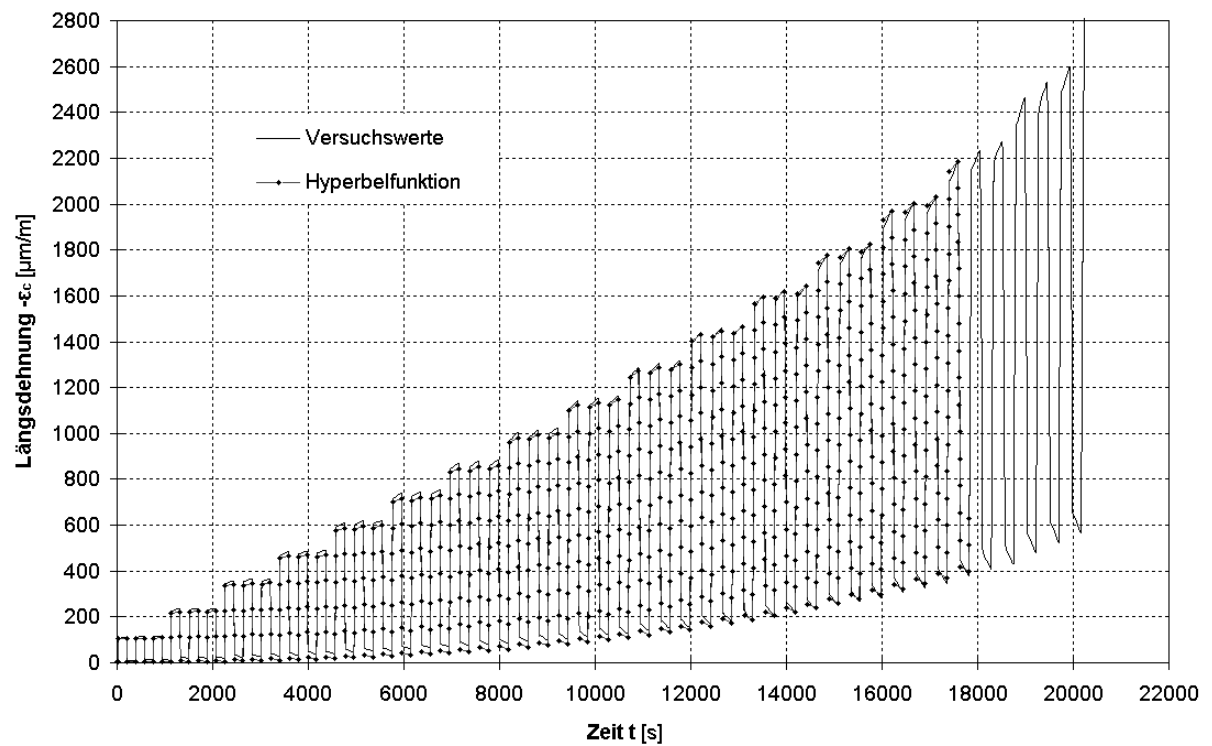


Bild B2.19: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-70 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

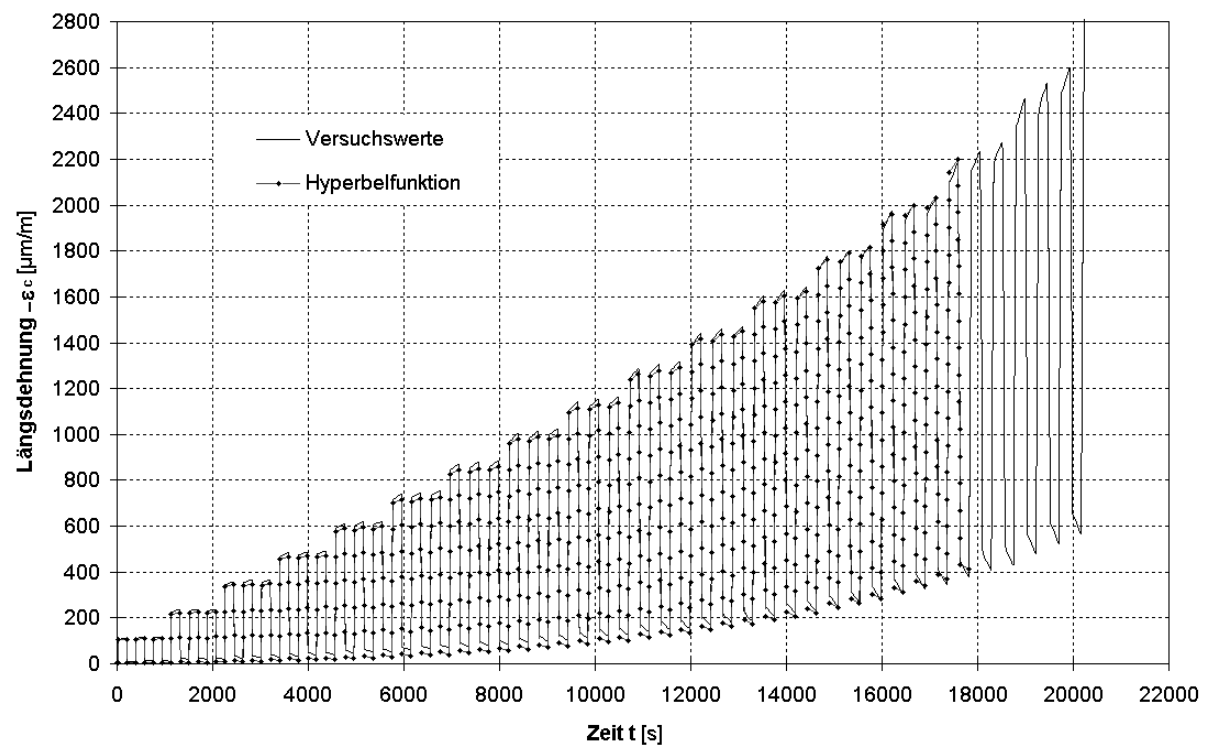


Bild B2.20: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-70 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

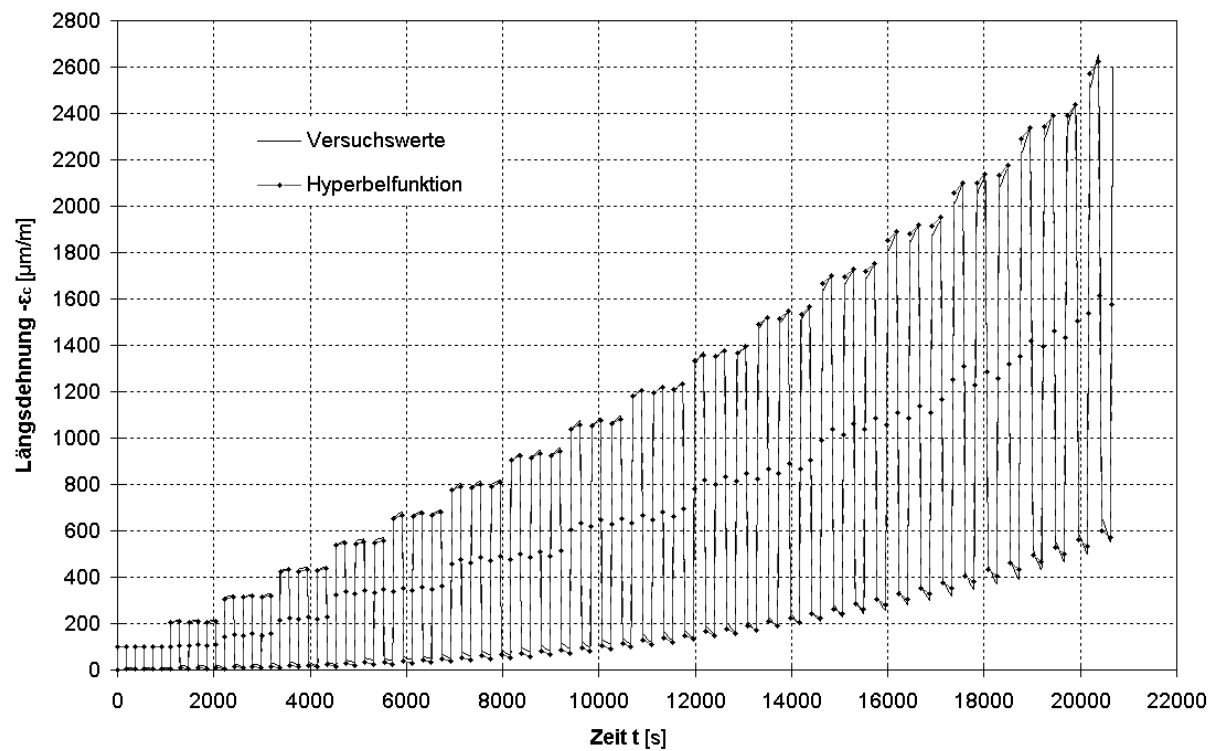


Bild B2.21: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-70 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung mit 1 Zwischenpunkt (ZP)

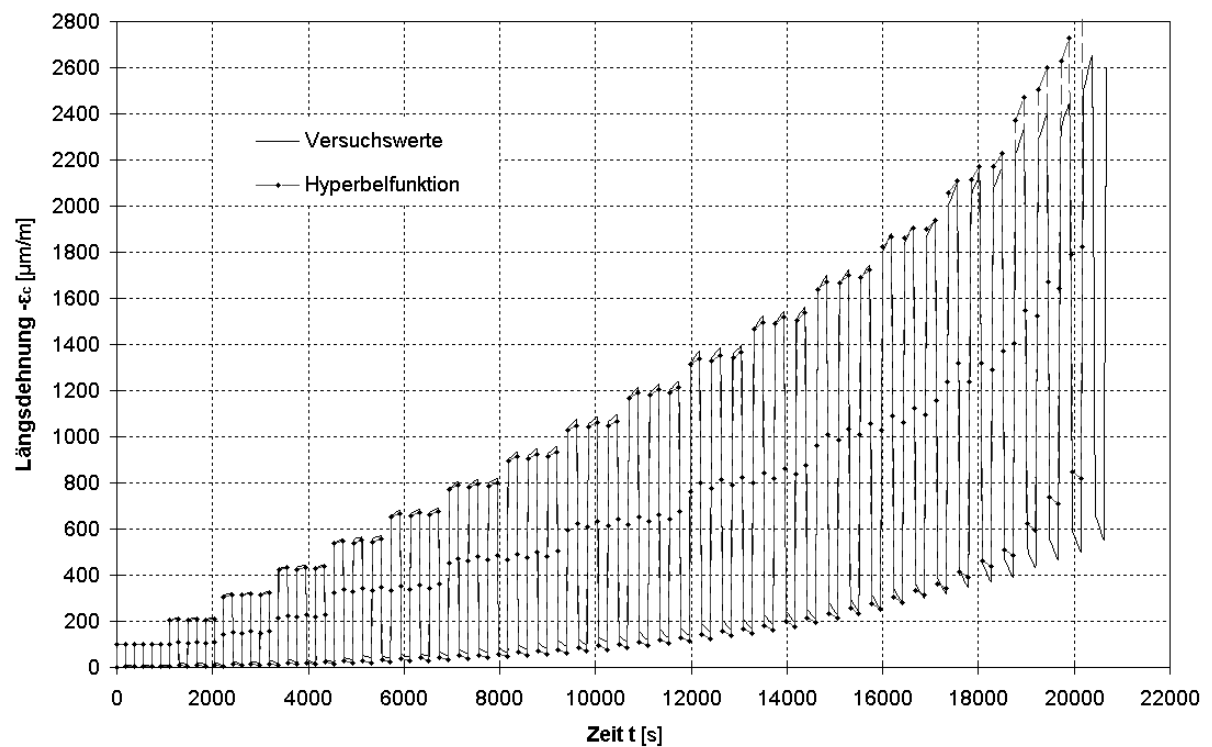


Bild B2.22: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-70 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung mit 1 Zwischenpunkt (ZP)

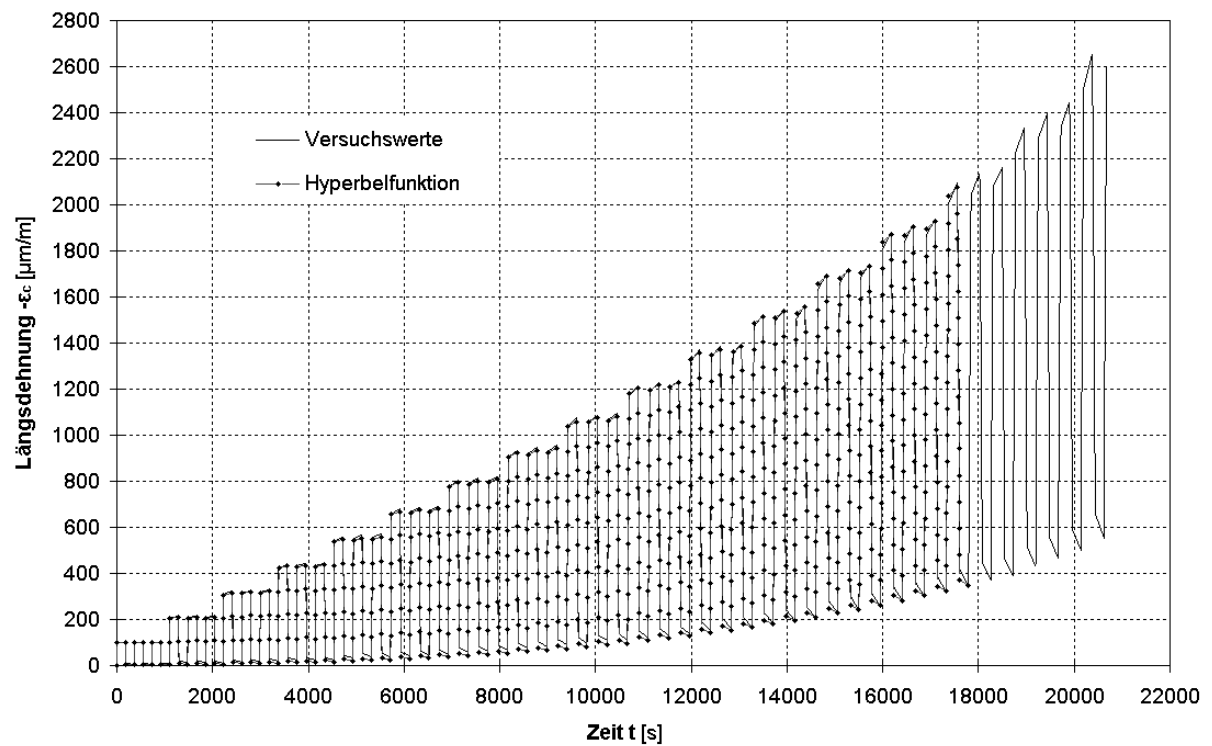


Bild B2.23: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-70 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

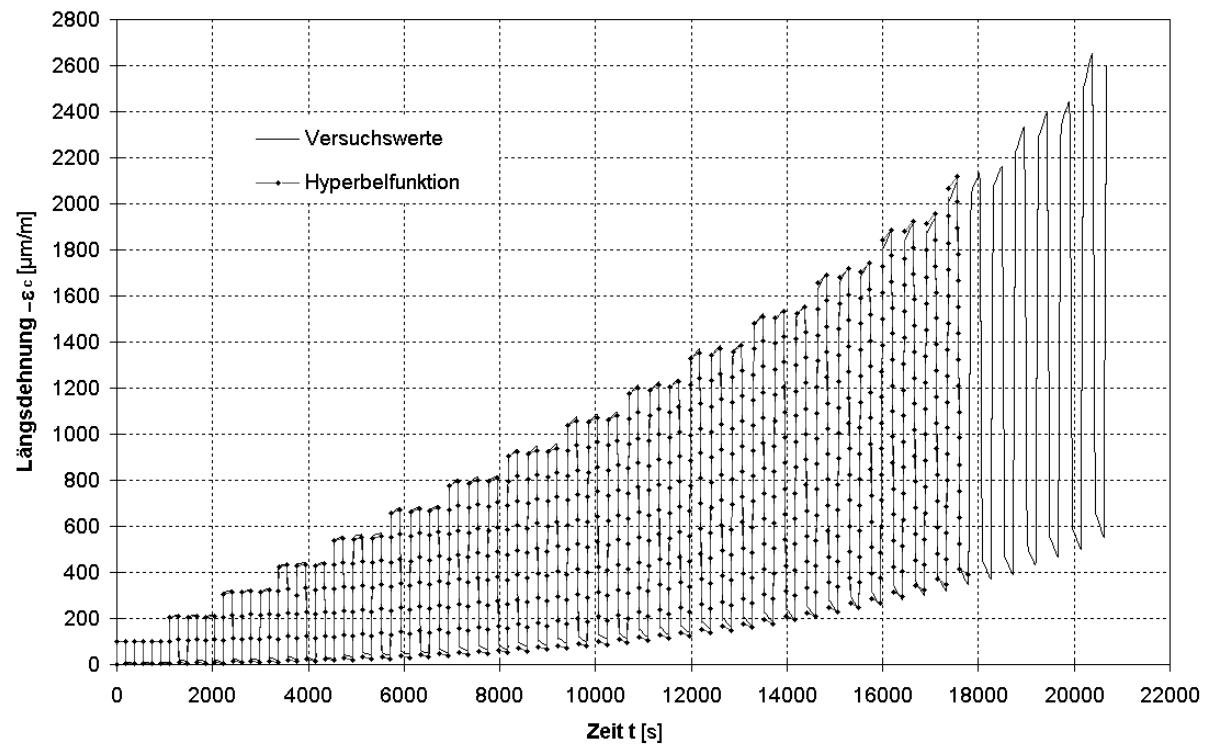


Bild B2.24: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-70 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

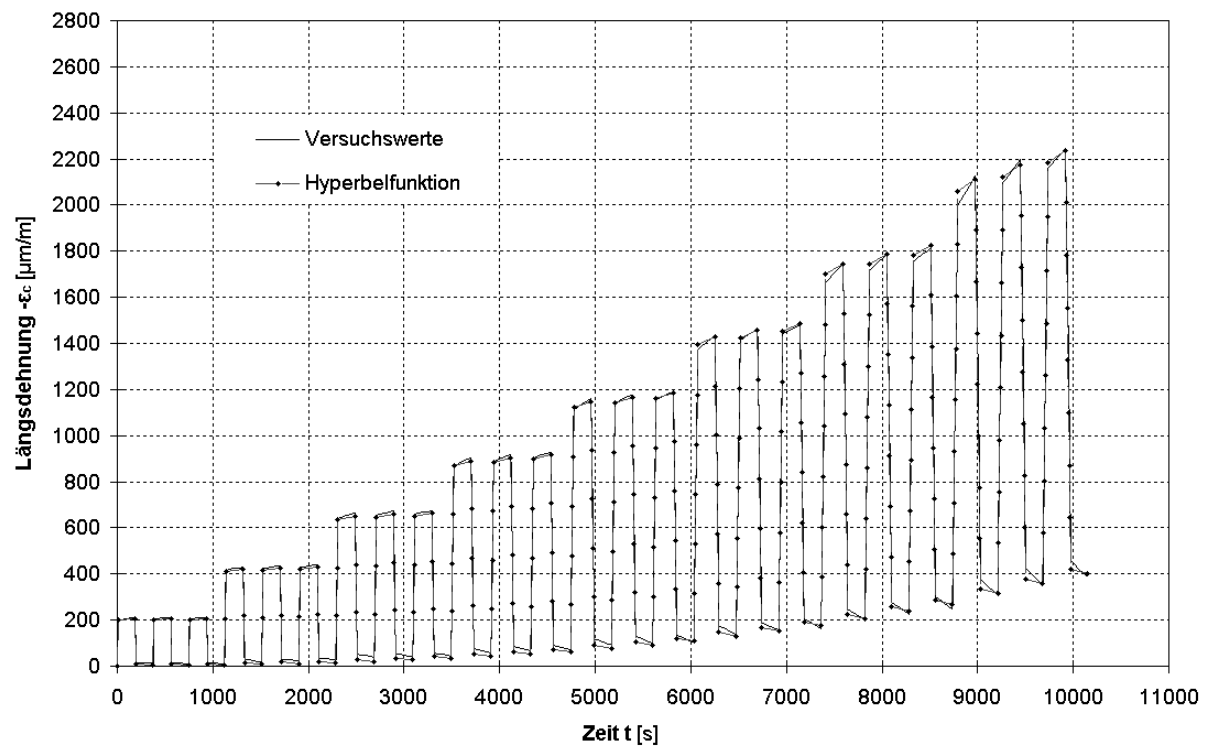


Bild B2.25: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-91 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

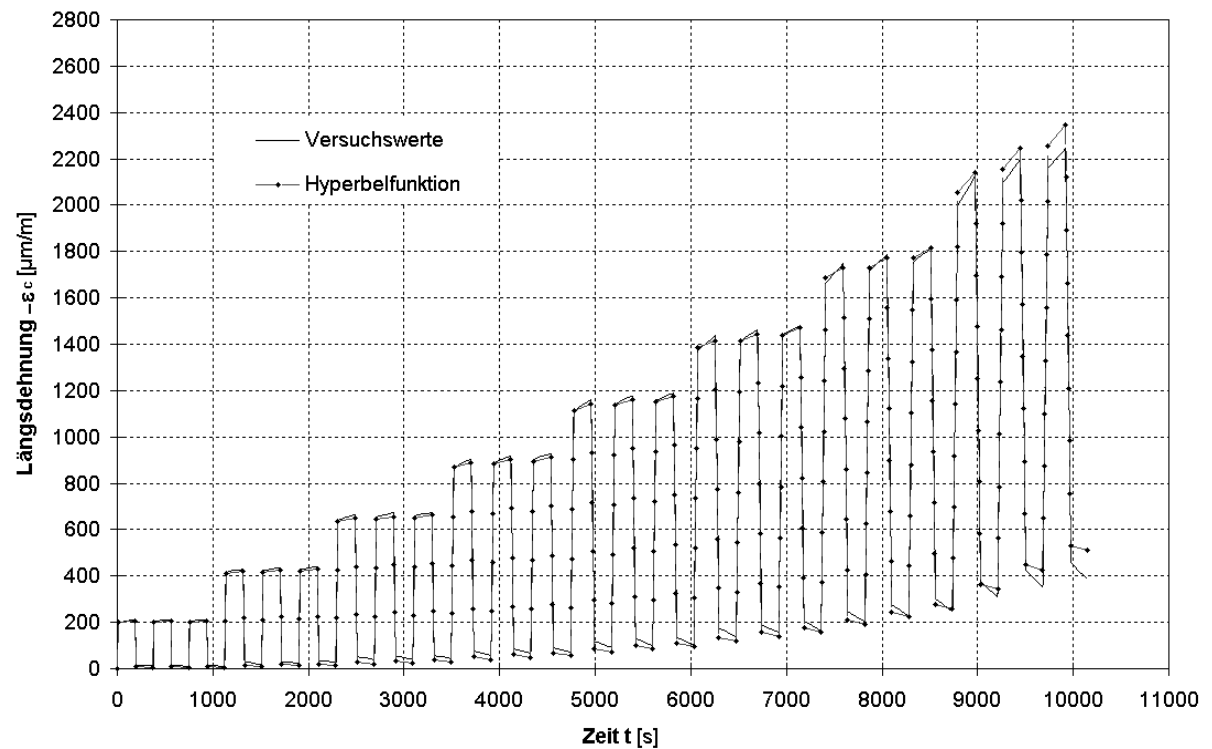


Bild B2.26: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 01-91 (SVB)
(Modell *Bažant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

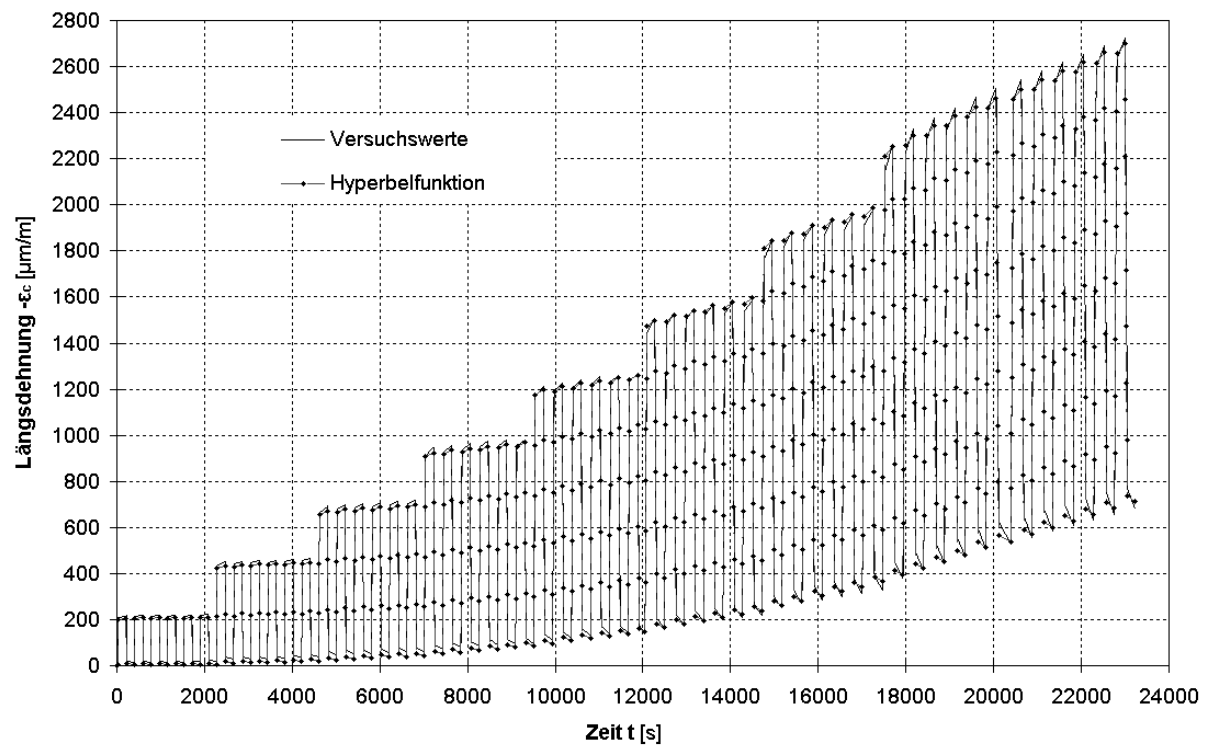


Bild B2.27: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-91 (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

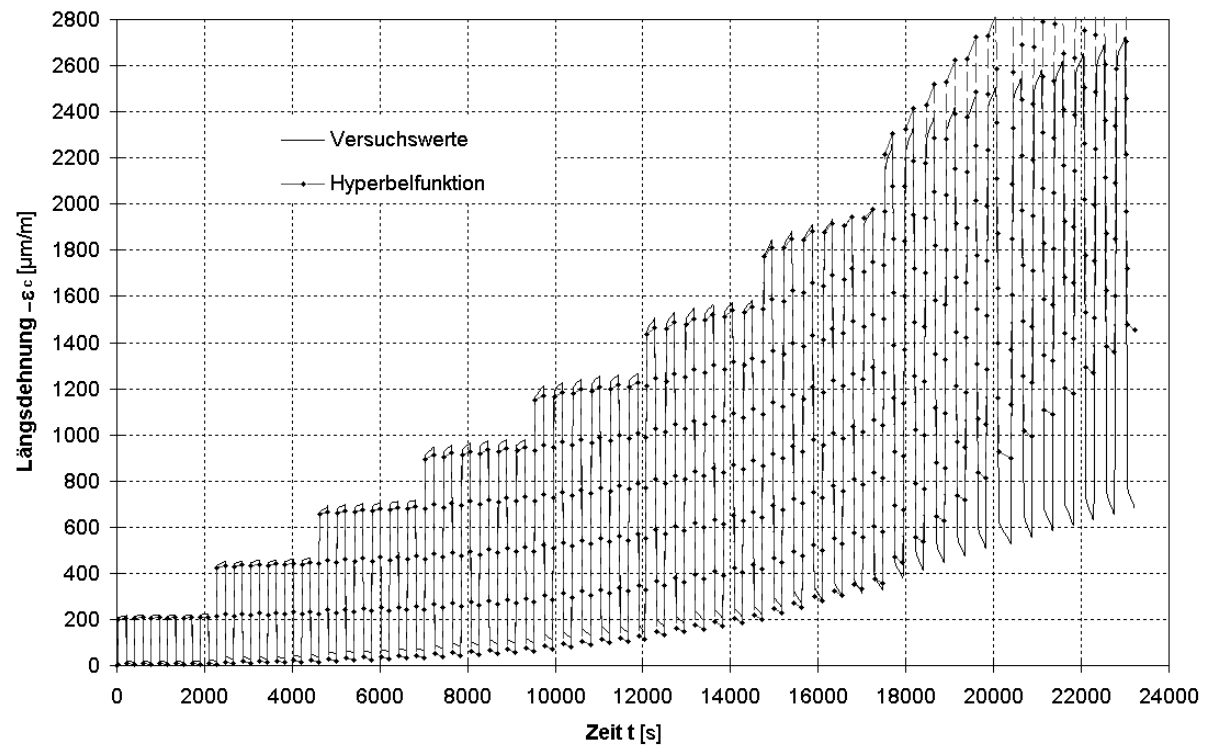


Bild B2.28: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 02-91 (SVB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1

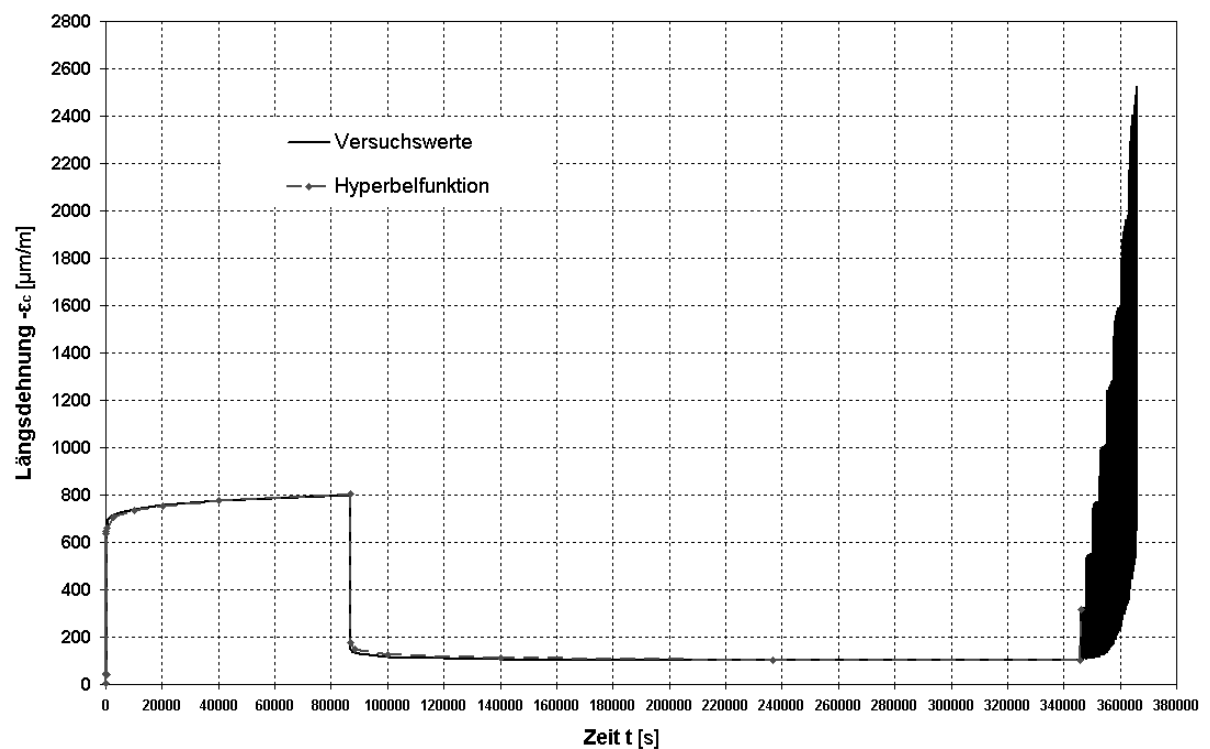


Bild B2.29: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-91_VB (SVB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung mit Zwischenpunkten

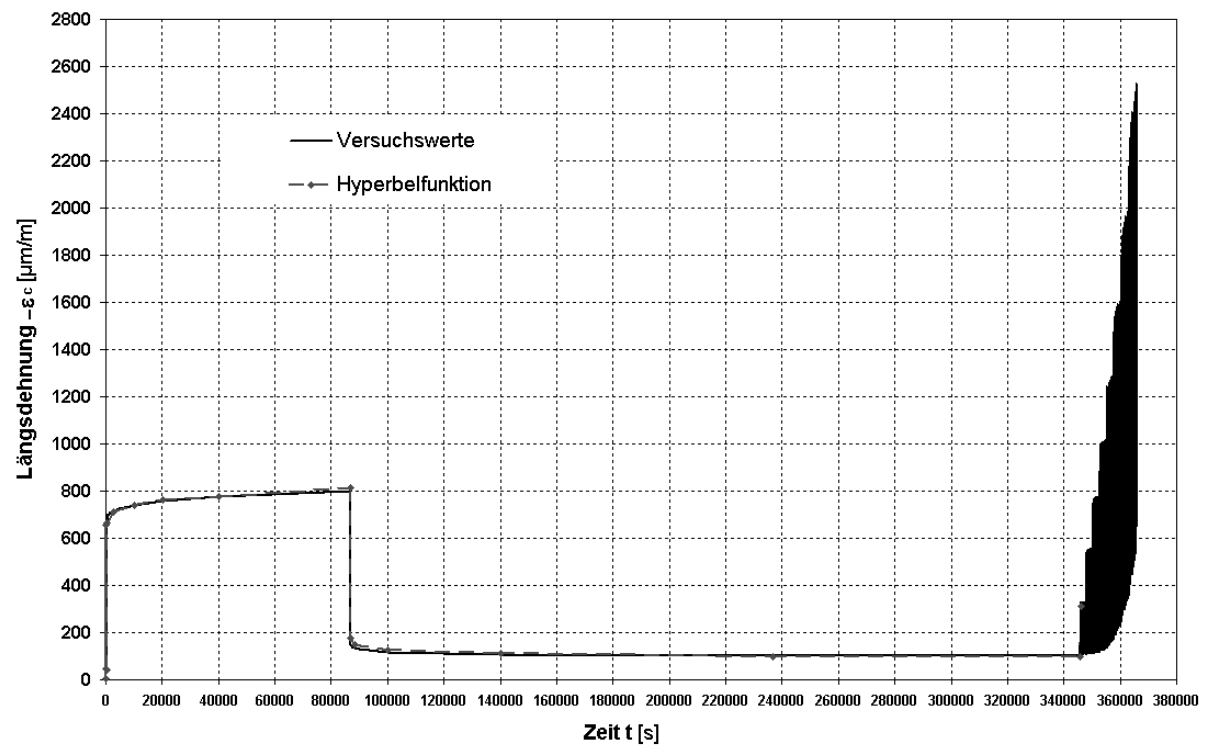


Bild B2.30: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-91_VB (SVB)
(Modell *Bazant* et al.), Diskretisierung mit Zwischenpunkten

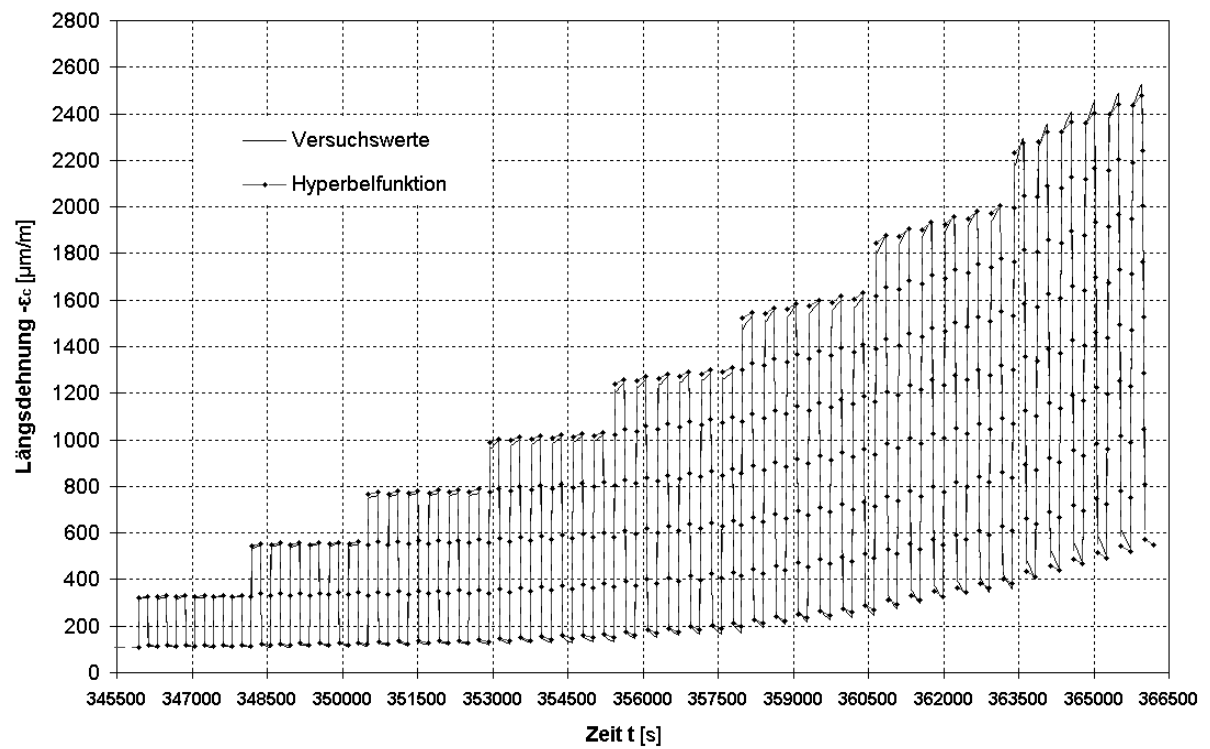


Bild B2.31: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-91 (VB)
(Modell MODEL CODE 90/EC 2), Diskretisierung nach Verfahren 1

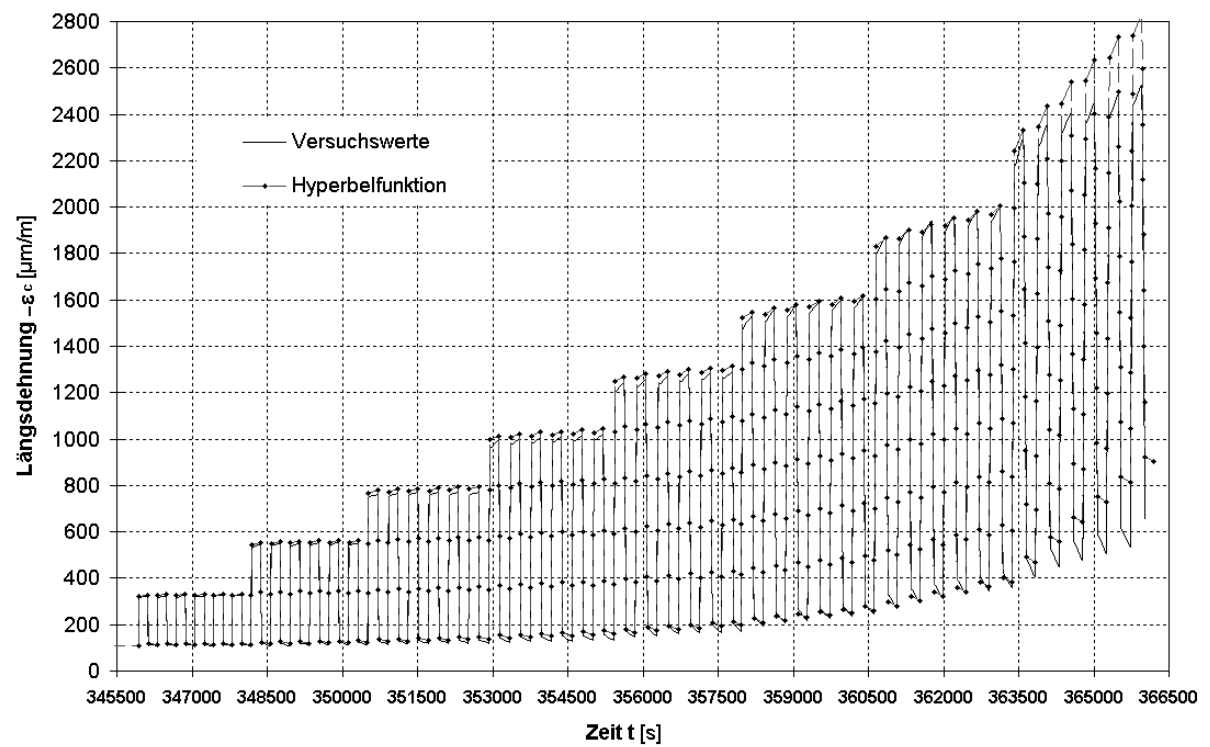


Bild B2.32: Längsstauchungs-Zeit-Diagramm für Probe Cyl. 03-91 (VB)
(Modell *Bazant et al.*), Diskretisierung nach Verfahren 1